

Министерство образования РФ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования

«Воронежский государственный архитектурно-строительный университет»

С. И. Акиншин

# ГЕОДЕЗИЯ

Курс лекций

*Рекомендовано редакционно-издательским советом Воронежского ГАСУ  
в качестве учебного пособия для студентов,  
обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство»*

Воронеж 2012

УДК 528.48 (075.8)  
ББК 26.1я73  
А39

**Рецензенты:**

*кафедра «Автоматизированное проектирование машиностроительного  
производства» ВГТУ;  
Д.Е. Барабаи, д.т.н. проф., кафедры изысканий  
и проектирования аэродромов*

А39 **Акиншин, С.И.**  
**Геодезия** : курс лекций / С.И. Акиншин; Воронежский ГАСУ. – Воронеж,  
2012. – 304 с.

ISBN 978-59040-420-6

Даны общие сведения о геодезии, геодезических приборах, методах угловых, линейных и высотных измерений, вычислений и оценки точности их результатов. Изложены основные топографические съемки местности и инженерно-геодезические работы при изысканиях, проектировании и строительстве инженерных сооружений. Приведены сведения по мониторингу геометрии сооружений.

Предназначен для студентов, обучающихся по направлению подготовки 270800.62 «Строительство».

Ил. 170. Табл. 32. Библиогр.: 15 назв.

**УДК 528.48 (075.8)**  
**ББК 26.1я73**

ISBN 978-5-89040-420-6

© Акиншин С.И., 2012  
© Воронежский ГАСУ, 2012

## ВВЕДЕНИЕ

Курс лекций написан в соответствии с учебной программой одноименной дисциплины «Геодезия» для обучения студентов Воронежского ГАСУ по профилям подготовки бакалавров «Промышленное и гражданское строительство», «Проектирование зданий», «Экономика и управление недвижимостью» направления 270800.62 «Строительство» и может быть использован студентами автомобильно-дорожной специальности вуза.

Геодезия относится к базовой (обязательной) части математического и естественнонаучного цикла учебного плана. Цель ее изучения заключается в формировании базы знаний, умений и навыков в ходе подготовки бакалавров по использованию геодезических приборов, приёмов и методов в профессиональной деятельности при топогеодезических изысканиях и проектировании зданий и сооружений, планировки и застройки населённых мест. Изучение дисциплины на 1 курсе позволяет привить студентам интерес к будущей профессии и заложить основы знаний для последующего изучения таких дисциплин профессионального цикла как «Технологические процессы в строительстве», «Основы технологии возведения зданий».

Инженерно-геодезические работы являются чрезвычайно важной и неотъемлемой частью всего комплекса работ по изысканиям, проектированию, строительству и эксплуатации зданий и сооружений. Для успешного решения задач инженерно-геодезического обеспечения строительства необходимо в совершенстве знать теорию и технологию топогеодезических изысканий зданий и сооружений; основные методы геодезических измерений и мониторинга геометрии сооружений, их организацию и производство работ; уметь выполнять теодолитную и тахеометрическую съёмки местности, нивелирование поверхности; плановую и высотную разбивку при выносе проекта сооружения на местность.

Изложение учебного материала представлено таким образом, чтобы максимально облегчить самостоятельную работу студентов при изучении теоретических и практических основ геодезии – по принципу от общего к частному. Для самостоятельной проработки учебного материала в конце каждого раздела включены контрольные вопросы.

Курс лекций рекомендуется для использования в учебном процессе как по очной, так и по заочной формам обучения

# 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГЕОДЕЗИИ

## 1.1. Предмет и задачи геодезии

*Геодезия* - это наука о методах и технике производства измерений на земной поверхности, выполняемых с целью изучения фигуры Земли, изображения земной поверхности в виде планов, карт, планов и профилей а также решения различных прикладных задач. В геодезии применяются преимущественно линейные и угловые измерения.

Геодезия – греческое слово, означающее «землеразделение», является одной из древнейших наук о Земле, имеет многовековую историю и широкое применение в различных областях науки, производства и в военном деле.

Методы решения научных и практических задач геодезии основываются на законах *математики, физики и астрономии*. При помощи математики разрабатываются научно обоснованные схемы постановки и выполнения геодезических измерений и устанавливаются зависимости между результатами измерений и искомыми величинами. На основе математики производится обработка результатов измерений. Сведения из физики, особенно ее разделов - оптики, электроники и радиотехники, необходимы для разработки геодезических инструментов и приборов, правильной их эксплуатации. Астрономия обеспечивает геодезию исходными данными для развития геодезических опорных сетей. Знания в области *географии* позволяют правильно читать рельеф местности, оценивать растительность, почвы, гидрографию, результаты деятельности человека – населенные пункты, дороги, здания и сооружения, инженерные коммуникации, средства связи и т. д. *Геология и геоморфология* дают возможность правильно трактовать различные формы рельефа, познавать закономерности их проявления и изменения. Исследования внешнего гравитационного поля Земли с целью изучения ее формы и размеров, невозможны без использования законов и приборов *гравиметрии*. Применение в геодезии фотоснимков требует знания *фотографии*. Для создания чертежей, планов, карт и профилей, а также их качественного графического оформления необходимо владеть правилами и приемами *топографического черчения*.

В процессе своего развития содержание предмета обогатилось, расширилось, и в связи с этим возникло несколько самостоятельных научных и научно-технических дисциплин: высшая геодезия; космическая геодезия; топография (геодезия); картография; фотограмметрия; прикладная (инженерная) геодезия.

*Высшая геодезия*, используя результаты высокоточных геодезических, астрономических, гравиметрических и спутниковых измерений, изучает форму, размеры и внешнее гравитационное поле Земли (значение и направление силы тяжести в окружающем Землю пространстве и на ее поверхности) и планет Солнечной системы, занимается созданием геодинамических явлений, решением различных геодезических задач на поверхности эллипсоида и в пространстве. Высшая геодезия занимается также методами точных измерений и спосо-

бами их обработки с целью определения взаимного положения точек на земной поверхности в единой системе координат. Точки поверхности земли, координаты которых определены методами высшей геодезии, называются основными геодезическими пунктами и в совокупности образуют Государственную геодезическую сеть.

*Космическая геодезия* занимается изучением геометрических соотношений между точками земной поверхности и использованием результатов наблюдений искусственных и естественных спутников Земли. Наблюдения выполняются как с поверхности планеты, так и непосредственно на спутниках.

*Топография (геодезия)* рассматривает способы изучения в деталях земной поверхности и отображения ее на картах и планах сравнительно небольших участков земной поверхности. В состав работ, рассматриваемых в топографии, входят: сгущение Государственной геодезической сети и съемки на ее основе ситуации и рельефа местности.

*Картография* рассматривает методы составления, издания и использования различных карт. Создание карт основано на использовании и обобщении различных геодезических и топографических материалов и, в первую очередь, более подробных планов, чем составляемая карта.

*Фотограмметрия* изучает формы, размеры, положение, динамику и другие качественные и количественные характеристики объектов по их фотографическим изображениям. Фотограмметрические методы применяют в различных областях науки и техники, например, в топографии и геодезии, астрономии, архитектуре, строительстве, океанологии, географии, медицине, криминалистике, космических исследованиях и других. Такое широкое применение объясняется объективностью, достоверностью и быстротой получения информации обо всем объекте или отдельных его частях, возможностью бесконтактных исследований явлений и процессов, высокой точностью и производительностью.

*Прикладная (инженерная) геодезия* занимается изучением, исследованием и разработкой методов и средств геодезических работ, выполняемых при изысканиях, проектировании, строительстве, реконструкции, монтаже и эксплуатации различных инженерных сооружений и технологического оборудования – промышленных, сельскохозяйственных, транспортных, гидротехнических, городских и подземных, а также разведке и добыче природных богатств страны и ее недр.

## **1.2. Роль геодезии в развитии хозяйства страны**

В настоящее время трудно назвать область народного хозяйства, где бы геодезия ни имела применения. Современная геодезия является многогранной наукой и имеет огромное научное и практическое значение в самых различных сферах деятельности человека.

Исследование *околоземного* и *космического пространства* требует детального изучения внешнего гравитационного поля Земли и распределения

масс в ее теле, поэтому роль геодезии в решении задач космических исследований чрезвычайно велика. Геодезические измерения широко используются в современных научных исследованиях по изучению внутреннего строения Земли и процессов, происходящих на ее поверхности и в недрах. С их помощью фиксируются величины вертикальных и горизонтальных тектонических движений земной коры, изменения береговых линий морей и океанов, колебания уровней последних и т. д.

Для обеспечения непрерывного *роста производительных сил страны* важно изучение ее территории в топографическом отношении, что осуществляют с помощью карт и планов, создаваемых по результатам геодезических работ. Карты являются основой для отображения результатов научных исследований и практической деятельности в области геологии, географии, геофизики и других наук. Карты различного назначения и содержания являются средством познания природы и жизни на Земле, источником разнообразных сведений о мире.

Геодезия играет важную роль при *изысканиях, проектировании, строительстве, эксплуатации и мониторинге геометрии* инженерных сооружений. *Планировка, озеленение и благоустройство* населенных пунктов требуют обязательного производства геодезических работ.

Проведение работ по *разведке и разработке месторождений* полезных ископаемых, *земле- и лесоустройству, осушению и орошению земель* также невозможно без инженерно-геодезического обеспечения.

Большое значение имеют результаты топографо-геодезических работ в *сельском хозяйстве*. Планы, карты профиля и цифровые модели местности используются для отвода земельных участков, уточнения и изменения границ землепользования, внутрихозяйственной организации территорий сельскохозяйственных предприятий, проведения почвенных, геоботанических и др. обследований и изысканий, проектирования и вынесения в натуру проектов сельскохозяйственных объектов и решения других задач.

Важнейшая роль отведена геодезии в проведении государственного *земельного кадастра*, данные которого служат для рационального использования земель и их охраны, регулирования земельных отношений, планирования сельскохозяйственного производства, обоснования размеров платы за землю, оценки хозяйственной деятельности, а также осуществления других мероприятий, связанных с использованием земель.

Исключительное значение имеет геодезии в *обороне страны*. Строительство оборонительных сооружений и военных коммуникаций, стрельба по невидимым целям, использование военной ракетной техники, планирование и проведения боевых операций и многие другие стороны военного дела требуют геодезических данных, карт и планов. Наряду с широким использованием готовой геодезической продукции в виде планов и карт в современной боевой обстановке нельзя обойтись без геодезических измерений. Поэтому Вооруженные силы страны имеют в своем составе геодезические подразделения.

### 1.3. Исторический очерк о развитии геодезии

Определением формы и размеров Земли занимались в древнейшие времена и продолжают заниматься до настоящего времени. Можно выделить четыре основных этапа решения этой проблемы.

1. С древнейших времен до конца XVII в., когда Землю принимали за шар.

2. С конца XVII в. до второй половины XIX в., когда считали, что Земля является сплюснутым у полюсов шаром, т.е. сфероидом, близким к эллипсоиду вращения.

3. Со второй половины XIX в. до сороковых годов XX в., когда установили, что более правильно представлять Землю трехосным эллипсоидом, который является моделью более сложной формы Земли – геоида.

4. С сороковых годов XX в. до настоящего времени, когда за фигуру Земли принимают тело, ограниченное физической поверхностью Земли.

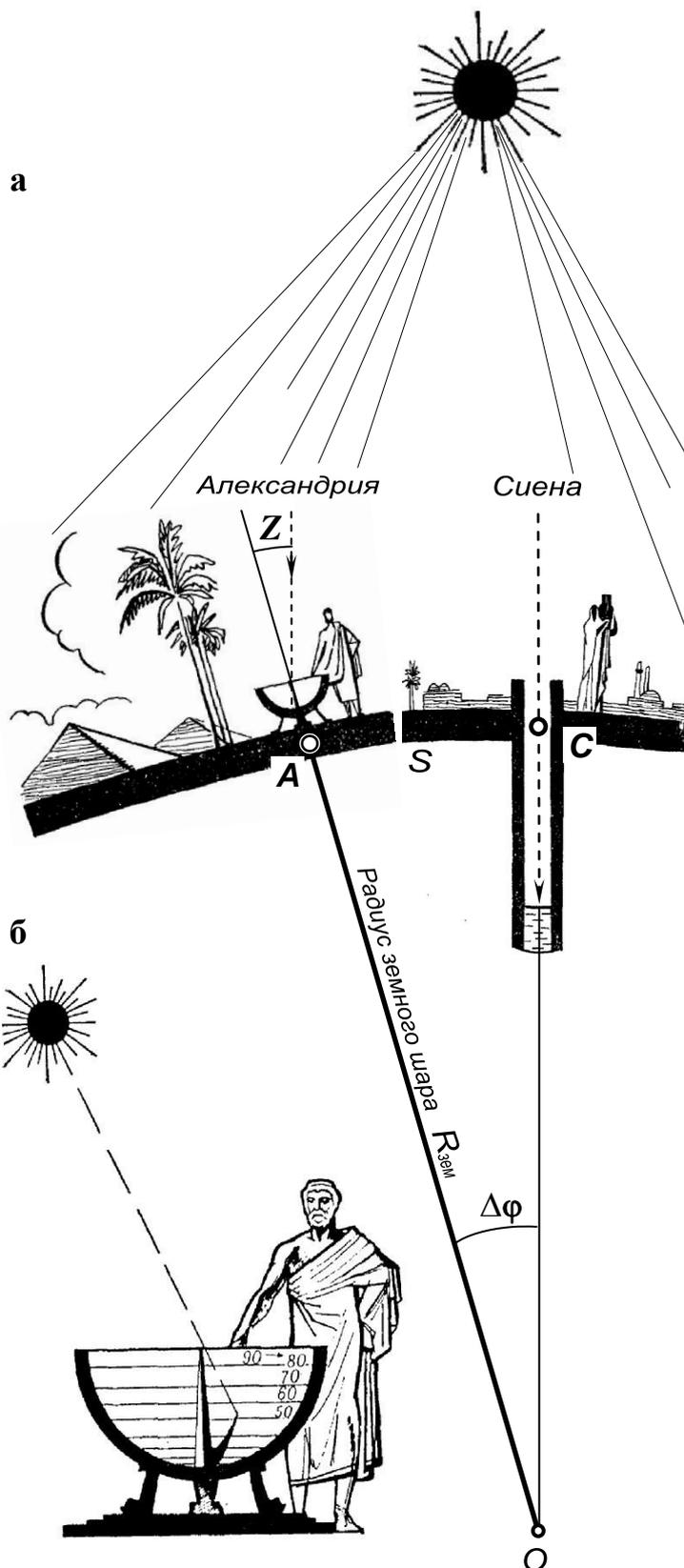
*Первый период изучения формы и размеров Земли*, длившийся 2000 лет, связан с работами многих великих мыслителей, математиков, географов и астрономов того времени.

Мысль о шарообразности Земли высказал великий греческий ученый *Пифагор* (VI в. до н. э.). Он считал, что в природе все должно быть совершенным, наиболее совершенным из геометрических тел является шар, потому Земля должна быть шаром. Шаровидная форма приписывалась им и другим планетам.

Другой знаменитый ученый древности *Аристотель* (IV в. до н. э.) не только принял учение о шарообразности Земли, но и первый научно доказал это. Он, наблюдая за постепенным исчезновением в море корабля - сначала нижней, а затем верхней его части - пришел к выводу, что Земля всюду выпуклое тело. Его наблюдения за лунными затмениями показали, что отбрасываемая на поверхность Луны тень Земли всегда имеет форму круга, что возможно только при шарообразности Земли.

Выдающийся астроном древнего мира *Аристарх Самосский* (конец IV в. середина III в. до н. э.) основал учение о вращении Земли и всех планет вокруг Солнца. Однако он не мог научно обосновать свою идею; прошло около 1700 лет, прежде чем это удалось сделать гениальному польскому ученому *Копернику*.

Древние греки неоднократно пытались определить размер Земли. Первое довольно точное измерение радиуса земного шара произвел древнегреческий математик, астроном и географ *Эратосфен Киренский* (II в. до н. э.), живший и работавший в Александрии. Он знал, что Сиена (нынешний Асуан) находится южнее Александрии примерно на одном меридиане с ней. В день летнего солнцестояния (21 или 22 июня) в полдень Солнце в Сиене освещает дно глубоких колодцев, т. е. находится как раз над головой - в зените (рисунок 1.1 а, точка С). Вертикально стоящие столбы в этот момент не дают тени. В Александрии же в этот день Солнце в полдень не доходит до зенита и не освещает дна колодцев, а предметы дают тень (точка А на рисунке 1.1 а).



а – схематический чертеж; б - скафис (в разрезе)

Рисунок 1.1 – Определение радиуса Земли Эратосфеном

Эратосфен измерил, насколько полуденное Солнце в Александрии отклонено от зенита и получил величину  $Z = 7^{\circ}11'$ , что составляет  $1/50$  окружности. Это ему удалось сделать при помощи специального прибора скафиса. **Скафис** – это древний прибор для определения высоты солнца над горизонтом и представляющий собой чашу в форме полушария (рисунок 2.1 б). В центре чаши отвесно закреплялась игла. Тень от иглы падала на внутреннюю поверхность скафиса, на которой были проведены градусные окружности. Например, если тень доходит до окружности, помеченной цифрой 50, то Солнце стоит на  $50^{\circ}$  ниже зенита.

Построив чертеж, Эратосфен правильно заключил (рисунок 1.1 а)

$$\frac{S}{2\pi R_{зем}} = \frac{\Delta\varphi}{360^{\circ}},$$

откуда

$$R_{зем} = \frac{S \cdot 360^{\circ}}{\Delta\varphi \cdot 2\pi} = \frac{S}{\Delta\varphi} \rho, \quad (1.1)$$

где  $S$  – длина дуги меридиана между Александрией и Сиеной,  $S = AC$ ;  $\rho$  – радиан, равный  $3437',75$ .

Так как Солнце практически находится в бесконечности, то линии  $A$  и  $C$  параллельны и угол с вершиной в центре Земли  $O$  между Сиеной и Александрией будет равен углу тени в Александрии, т. е.  $\Delta\varphi = Z = 7^{\circ}11'$ .

Оставалось измерить расстояние  $S$ . Это расстояние было определено по числу дней, которое тратили караваны верблюдов на переход между Александрией и Сиеной, и средней скорости перехода. В единицах того времени  $S = 5000$  стадий. Стадией греки считали расстояние, равное примерно 158-185 м, которое человек спокойным шагом мог пройти от момента появления Солнца над горизонтом до момента появления всего диска Солнца.

$$\text{В переводе на наши меры } S = 5000 \cdot \frac{158 + 185}{2} = 857500 \text{ м.}$$

Таким образом, подставив все данные в формулу (1.1), средний радиус Земли по Эратосфену равен 6823,8 км. Это значение отличается от современных данных примерно на 450 км. Зная величину радиуса Земли, можно вычислить длину всей окружности Земли.

После Эратосфена греки и арабы несколько раз определяли размеры радиуса Земли. В 827 г. арабский калиф *Аль-Мамун* (786-833 гг.), сын известного Гарун-аль-Рашида, в Месопотамии к северу и к югу от пункта с широтой  $35^{\circ}$  измерил дуги меридиана в  $1^{\circ}$ . Угловые и линейные измерения были выполнены с высокой для того времени точностью. Радиус Земли, вычисленный по результатам этих измерений, оказался равным 6406 км, т.е. близким к современным данным (для  $35^{\circ}$  средний радиус  $R_{зем} = 6371$  км). Разность равна 35 км, радиус получен с ошибкой менее 0,6%.

Эпоха мрачного средневековья характеризуется упадком науки. По образному выражению С. Цвейга: «...дух человеческий парализован, как после смертельно опасной болезни, человечество больше ничего не желает знать о мире, который оно населяет. И самое удивительное - все, что люди знали ранее, непонятным образом ими забыто». Только в эпоху великих географических открытий, т.е. в период Возрождения, наступает новый расцвет наук и искусств.

Кругосветное путешествие *Магеллана* в 1519-1522 гг. подтвердило шарообразность Земли. Развитие мореплавания требовало подробных и точных карт, при создании которых необходимы более точные данные о размерах земного шара. Новые попытки определить размеры Земли предпринял французский ученый и придворный врач *Жан Френель* (1497-1558 гг.). Он произвел наиболее точные измерения дуги меридиана между Парижем и Амьеном. Длина дуги в  $1^{\circ}$  оказалась равной 56747 тоазам (1 тоаз = 1,94904 м), т. е. 110,6 км. В сравнении с современными данными ошибка измерений составила 0,1%.

В 1614 г. голландский астроном и математик *Снеллиус* (1580-1626 гг.) предложил новый надежный способ измерения больших расстояний на поверхности Земли – метод триангуляции. **Триангуляция** (от латинского слова «триангулюм», означающее треугольник) позволяет путем построения сети треугольников на местности довольно точно вычислить по правилам тригонометрии расстояние от вершины одного треугольника до вершины любого другого, т. е. длины дуг меридианов в сотни и тысячи километров. Непосредственно на поверхности Земли очень точно измеряют расстояние между двумя близко расположенными точками  $A$  и  $B$  (рисунок 1.2), из которых видны

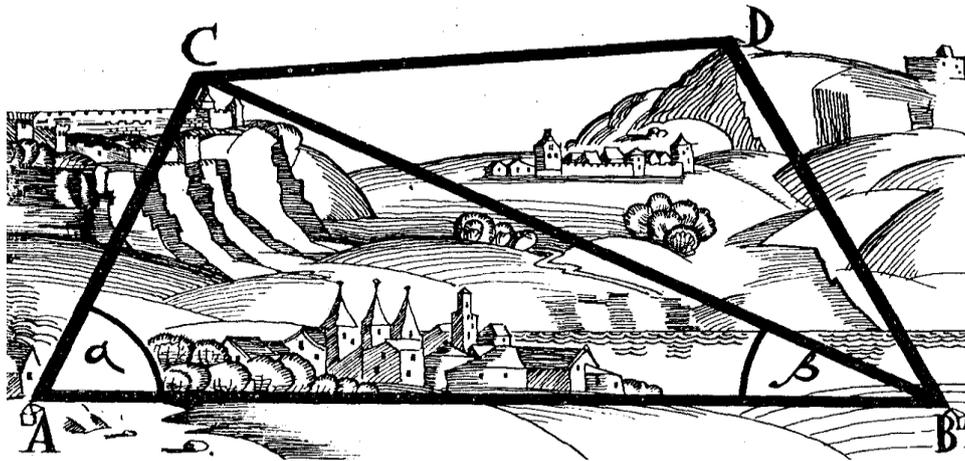


Рисунок 1.2 – Определение длины дуги меридиана способом триангуляции

удаленные высокие предметы – холмы, башни, колокольни и т.д. В точке  $A$  измеряется угол  $\alpha$  между направлениями  $AB$  и  $AC$ , а в точке  $B$  – угол  $\beta$  между  $BA$  и  $BC$ . После этого по измеренной стороне  $AB$  и двум углам при вершинах  $A$  и  $B$  можно построить треугольник  $ABC$  и, следовательно, найти длины сторон  $AC$  и  $BC$ , т. е. расстояния от  $A$  до  $C$  и от  $B$  до  $C$ .

Способ триангуляции явился началом новой эпохи в истории градусных измерений. Французский академик *Жак Пикар* (1620-1682 гг.), впервые используя геодезические приборы со зрительными трубами и сеткой нитей (прообраз современных теодолитов), в 1669-1670 гг. повторил градусные измерения Френеля между Парижем и Амьеном. Была создана цепь из 13 треугольников и определена длина дуги парижского меридиана в  $1^\circ$ , которая равнялась 111,212 км. По современным данным это 112,221 км, т.е. ошибка измерений составляет 9 м. Определенный Жаком Пикаром радиус Земли оказался равным 6372 км. Работами Ж. Пикара завершился первый, 2000 - летний, период изучения Земли как правильного шара.

**Второй период** изучения формы и размеров Земли связан с работами великого английского ученого *И. Ньютона* (1642-1727 гг.), который высказал мнение, что Земля не может иметь форму точного шара, потому что она вращается вокруг своей оси. Согласно его предположению, все частицы Земли находятся под влиянием центробежной силы (силы инерции), которая велика у экватора и отсутствует у полюсов. Центробежная сила у экватора действует против силы тяжести и ослабляет ее. Равновесие между силой тяжести и центробежной силой было достигнуто тогда, когда земной шар у экватора «раздулся», а у полюсов «сплюснулся» и постепенно приобрел форму мандарина. Предположение Ньютона подтверждалось интересным открытием, сделанным в 1672 г. одним французским астрономом, который установил, что если точные часы перевезти из Парижа в Кайенну (в Южной Америке, вблизи экватора), то они начнут отставать на 2,5 минуты в сутки. Это отставание происходит потому, что маятник часов около экватора качается медленнее. Стало очевидно, что сила

тяжести, которая заставляет маятник качаться, в Кайенне меньше, чем в Париже. Ньютон объяснил это тем, что на экваторе поверхность Земли находится дальше от ее центра, чем в Париже.

Хотя теория ньютоновского «мандарина» подтверждалась сделанным открытием, она вызывала ожесточенные споры. Директор Парижской обсерватории *Джованни Кассини* утверждал, что Земля не сплюснута у полюсов, а вытянута подобно лимону. При помощи триангуляции им была измерена дуга в  $1^\circ$  на разном расстоянии от экватора – на севере и на юге Франции. Южная дуга у *Джованни Кассини* оказалась длиннее северной, а согласно рассуждениям Ньютона дуга должна наоборот удлиниться при приближении к полюсам. Казалось, что Ньютон не прав.

Между сторонниками теории «мандарина» и «лимона» длился ученый спор 50 лет. Чтобы окончательно решить этот спор, Парижская академия наук для выполнения градусных измерений организовала две экспедиции: южную в 1735 г. в экваториальную область Перу и северную в 1736 г. в Лапландию (так до начала XX в. назывались северная часть Скандинавского и западная часть Кольского полуостровов). Южная экспедиция за 8 лет измерила дугу меридиана в  $3^\circ 07'$ , которая равнялась 350 км, а северная – за полгода дугу в  $1^\circ$ . Результаты этих экспедиций подтвердили теорию Ньютона, что Земля сплюснута у полюсов и является сфероидом, близким к эллипсоиду вращения.

В 1792-1797 гг., по решению революционного Конвента, французские ученые *Деламбер* (1749-1822 гг.) и *Мешен* (1744-1804 гг.) за 6 лет измерили дугу парижского меридиана длиной в  $9^\circ 40'$  (1000 км) от Дюнкерка до Барселоны, проложив цепь из 115 треугольников через всю Францию и часть Испании. Эти работы были выполнены для определения длины метра, равного одной десяти-миллионной части половины парижского меридиана  $PP_1$  (рисунок 1.3). Необходимо отметить, что плоскость меридиана  $N$ , проходящая через данную точку  $M$  и ось вращения эллипсоида  $PP_1$ , при пересечении с поверхностью эллипсоида образует эллипс, который осью вращения делится пополам. Каждую половину такого эллипса называют меридианом. К сожалению, во многих литературных источниках метр определяют как одну десяти-миллионную часть не половины, а четверти парижского меридиана.

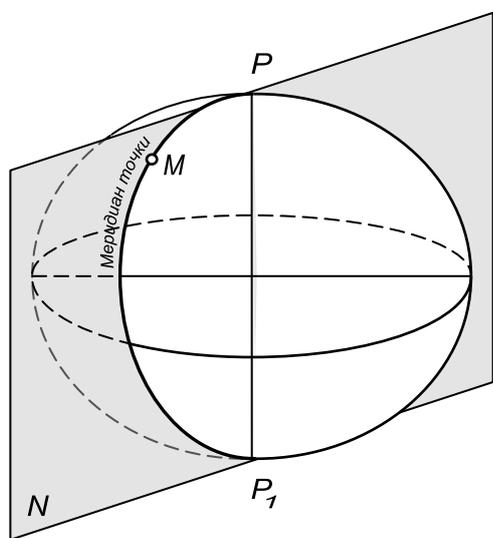


Рисунок 1.3 – К определению длины одного метра

В период с 1816 по 1852 гг. произведены крупнейшие градусные измерения по созданию «дуги Струве», протяженностью  $25^\circ 20'$  и проходящей от северного побережья Норвегии до берегов Дуная в Бессарабии. Работы в пограничных западных районах России были выполнены известными русскими астрономами и геодезистами -

первым директором Пулковской обсерватории *В. Я. Струве* (1793-1864 гг.) и генералом *К. М. Теннером* (1783-1860 гг.). Два других ученых *Зеландер* (1804-1870 гг.) и *Х. Гастин* (1784-1873 гг.) вели измерения дуги в Швеции и Норвегии. По глубине научных разработок, тщательности и объему выполненных работ «дуга Струве» была уникальной и использовалась при определении параметров земного эллипсоида в нашей стране и других странах. Она не потеряла своей ценности до настоящего времени.

Два небольших, но важных градусных измерения были выполнены крупнейшими немецкими учеными *К. Гауссом* (1777-1855 гг.) и *Бесселем* (1784-1846 гг.). В 1822-1823 гг. в Ганновере Гаусс измерил длину дуги в  $2^{\circ}01'$ , а в 1831-1834 гг. в Восточной Пруссии Бессель измерил длину дуги в  $3^{\circ}04'$ . Ценность этих работ связана с разработкой новых, более совершенных методов измерений и способов обработки результатов этих измерений, образцовым исполнением высокоточных геодезических работ.

В середине XIX в. закончился второй этап в изучении фигуры Земли, стало ясно, что эллипсоид вращения лишь приближенно описывает ее действительную фигуру.

**Третий период** изучения формы и размеров Земли характерен градусными измерениями длин дуг большой протяженности по параллелям и меридианам и обусловлен представлениями Земли в виде трехосного эллипсоида, являющегося моделью сложной формы - геоидом.

Первые представления фигуры Земли трехосным эллипсоидом были сделаны в 1860 г. русским геодезистом *Ф. Ф. Шубертом* (1789-1865 гг.) и в 1878 г. английским ученым *Кларком*.

С 1850 по 1900 гг. в Индии выполнены большие градусные измерения по меридианам и параллелям *английскими учеными*, которые получили несколько дуг размером  $10-20^{\circ}$ . В конце XIX в. англичане начали градусные измерения в Африке от мыса доброй Надежды до Каира.

В конце XIX начале XX в. большие работы градусных измерений по меридианам и параллелям также произведены в России и США. В России, по инициативе *В. Я. Струве*, выполнены крупнейшие градусные измерения по параллели  $47-48^{\circ}$  от Бреста до Франции, через Париж – Вену – Ростов-на-Дону – Астрахань и по параллели  $52^{\circ}$  – от западных берегов Ирландии через Лондон – Берлин – Варшаву – Гродно – Бобруйск – Орел – Саратов – Оренбург – Орск. В США измерена трансконтинентальная дуга по параллели со средней широтой  $39^{\circ}$  и протяженностью в  $48^{\circ}46'$  и по меридиану  $98^{\circ}$  длиной  $33^{\circ}$  от берегов Мексиканского залива до границы с Канадой.

В XX в. продолжают построения рядов триангуляции на всех континентах, а в ряде стран – сплошных сетей триангуляции. Большой объем градусных измерений выполнен в СССР, они проводились по специальной программе, отличаясь высоким научным уровнем, единообразием методов, применением новейших приборов и современных способов измерений. Построение классической астрономо-геодезической сети в России и СССР было выполнено

к 1991 г. При создании астрономо-геодезической сети выполнялись не только геодезические и астрономические, но и гравиметрические определения ускорения силы тяжести.

Градусные измерения, ранее используемые в научных целях, позже стали применяться для создания опорных геодезических сетей, позволяющих вести картографирование территорий. Большое применение эти работы получили после наполеоновских войн и в связи с фундаментальными исследованиями Гаусса, Бесселя, Струве. В развитых странах появились учреждения, чаще военные, по картографированию территорий, т.е. по выполнению основных работ (астрономо-геодезическое обоснование), топографических съемок и изданию карт различных масштабов.

В России в 1822 г. на основе Военно-топографического депо был создан *корпус военных топографов*. До этого картографированием территории России занимался Географический департамент Петербургской Академии наук. А первые топографические съемки в России выполнены при Петре I в 1696 г. на Дону и в 1715 г. на Иртыше. К концу XIX в. корпус военных топографов выполнил большие работы по развитию сетей триангуляции в пограничных и центральных районах страны по созданию карт различных масштабов на эти территории. При выполнении этих работ использовались различные эллипсоиды (Вальбека, Кларка, Бесселя), различные начала и различные системы координат, что привело к недопустимым невязкам при соединении различных триангуляций, несмыканию рамок планшетов на границах съемок.

С 1871 г. Военно-топографический отдел Корпуса военных топографов стал систематически выполнять топографические съемки, а к 1894 г. геодезическая сеть достигла 13000 км, было выполнено первое ее уравнивание и составлен каталог, содержащий 1092 пункта. Но все равно еще не существовало единой исходной поверхности для определения высот точек в разных районах страны, не было единого подхода к выполнению работ. Кроме Корпуса военных топографов до революции 1917 г. работы по триангуляции и топографическим съемкам выполняли Межевое ведомство, Гидрографическое управление, Горное ведомство, Ведомство путей сообщения, Переселенческое управление и др. Все они вместе с Корпусом военных топографов выполнили топографические съемки менее чем на 20% территории России. После Октябрьской революции объем геодезических работ увеличился.

15 марта 1919 г. организовано Высшее геодезическое управление (ВГУ). Позже ВГУ преобразовано в Главное управление геодезии и картографии (ГУГК) при Совете министров СССР, а в настоящее время это Федеральная служба геодезии и картографии России. Перед ВГУ ставилась задача выполнения геодезических и топографических работ с целью изучения территории страны, поднятия и развития ее производительных сил. Кроме ВГУ продолжало геодезические и топографические работы военно-топографическое управление (ВТУ).

Работы стали выполняться по единым техническим инструкциям и наставлениям. К 1930 г. на европейской части СССР создано восемь полигонов

триангуляции 1 класса периметром 800-1000 км, уравнивание которых выполнено по способу Красовского на эллипсоиде Бесселя с исходным пунктом в Пулкове. А к 1939 г. было создано 70 полигонов протяженностью в 46000 км. Новое уравнивание астрономо-геодезической сети выполнено в 1942 г. Сделан переход на эллипсоид Красовского.

После сороковых годов XIX в. трехосный эллипсоид уже недостаточно точно представлял действительную Землю.

Современный *четвертый период* изучения формы и размеров Земли связан с работами *Ф. Н. Красовского* (1878-1948 гг.) и *М. С. Молоденского*. М. С. Молоденский разработал метод точного определения физической поверхности Земли, основной задачей при изучении фигуры Земли становится изучение поверхности Земли, ее гравитационного поля.

После Великой Отечественной войны происходит бурный рост геодезических работ в связи с восстановлением народного хозяйства и освоением малообжитых районов страны. К 1960 г. завершено создание карты масштаба 1:100000 на всю территорию страны, а к 1970 г. в основном закончено создание на территорию СССР астрономо-геодезической сети 1 класса. К 1977 г. выполнена и уравнена нивелирная сеть I и II классов из 500 полигонов периметром от 500 в центральной части страны до 6000 км на северо-востоке в каждом полигоне. А в 1980-х гг. завершена съемка в масштабе 1:25000.

В настоящее время широкое применение в геодезии находят спутниковые технологии, позволяющие с высокой точностью определять координаты пунктов. На высоте около 20000 км функционирует сеть искусственных спутников Земли не менее 18, обычно 24-30. Орбиты спутников рассчитаны так, чтобы в каждой точке поверхности Земли и Мирового океана в любое время суток независимо от погоды можно было наблюдать не менее четырех спутников. В дифференциальном варианте точность определения координат относительно опорного пункта с известными координатами достигает нескольких миллиметров.

Использование спутниковых технологий позволило разработать новые независимые методы определения фигуры Земли. Путем использования спутниковых, астрономических, геодезических и гравиметрических методов были определены геодезические модели Земли, принятые в качестве международных: *геодезическая референц-система 1980 г. GRS 80* (Geodetic Reference System 1980), *мировая геодезическая система 1984 г. WGS 84* (World Geodetic System 1984), *система геодезических параметров Земли 1990 г. ПЗ-90* (Параметры Земли 1990). В последнее время в России создана и внедряется *система координат 1995 г. СК-95*.

При строительстве атомных электростанций, ускорителей заряженных частиц, космодромов и других уникальных сооружений точность инженерно-геодезических работ возросла до 0,1-0,2 мм. Для получения этой точности используются новейшие достижения в электронике, лазерной технике, математике, вычислительной технике и т. д.

## 1.4. Понятие о фигуре Земли

Все геодезические измерения выполняются на физической поверхности Земли и имеют целью определить положение точек и направления на земной поверхности. Для достижения этой цели необходимо знать геометрическую форму и размеры Земли.

Фигура Земли формируется под влиянием внутренних и внешних сил, основными из которых являются сила внутреннего тяготения и центробежная сила. По данным геофизики, Земля ведет себя как пластичное тело. Если бы она была неподвижным и однородным по плотности телом, то под действием только сил внутреннего тяготения она, как фигура равновесия, имела бы форму шара. Вследствие центробежной силы, вызванной вращением вокруг оси, Земля приобрела бы правильную геометрическую форму - форму шара, сплюснутого у полюсов, т. е. форму эллипсоида вращения.

На самом же деле Земля не является правильным геометрическим телом, она имеет сложную фигуру. Эта сложность обусловлена наличием материков (29% поверхности Земли) и Мирового океана с морями (71%), а также неравномерным распределением масс в теле Земли и неоднородной плотностью ее внутреннего строения. Поэтому физическую поверхность Земли невозможно выразить какой-либо математической формулой.

В связи с этим в геодезии введено понятие уровенной поверхности.

**Уровенная поверхность** – это выпуклая поверхность, перпендикулярная в каждой точке к направлению силы тяжести (отвесной линии).

**Отвесная линия** – это линия, совпадающая с направлением силы тяжести.

Уровенную поверхность мысленно можно провести через любую точку (рисунок 1.4), находящуюся:

- на физической поверхности Земли - точка В;
- под Землей - точка С;
- над Землей - точка А.

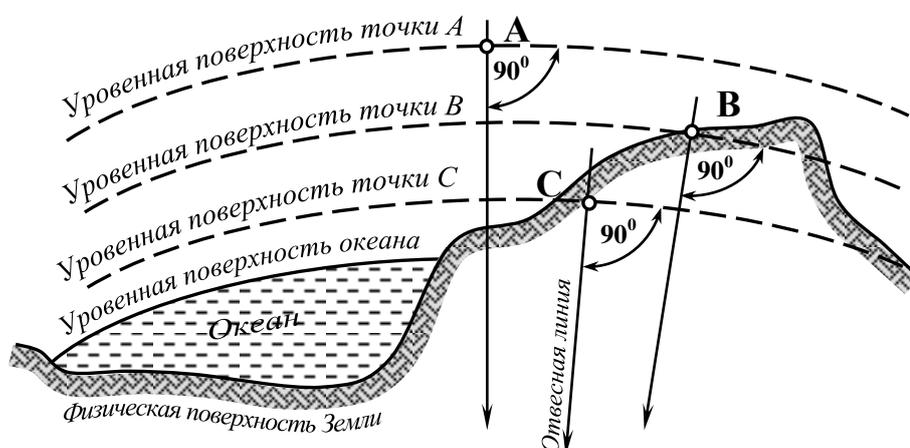


Рисунок 1.4 - Уровенная поверхность точки

Из множества уровенных поверхностей за **основную** целесообразно принять ту, которая лучше представляет фигуру Земли в целом. В связи с тем, что более 70% поверхности Земли покрыто морями и океанами и суша в среднем возвышается над морем на 900 м, в качестве основной уровенной поверхности обычно принимают водную поверхность морей и океанов в их спокойном состоянии и мысленно продолженную под материками (рисунок 1.5). В России за основную уровенную поверхность принята поверхность Балтийского моря, проходящая через нуль Кронштадтского футштока, который на 10 мм выше среднего уровня моря. Футшток – это рейка с делениями, надежно закрепленная в вертикальном положении на берегу моря. При помощи футштока ведут наблюдение за уровнем моря.

*Основная уровенная поверхность является лишь одной из множества уровенных поверхностей, наиболее близко представляющей фигуру Земли, – это водная поверхность морей и океанов в их спокойном состоянии и мысленно продолженная под материками.*

*Фигура, ограниченная основной уровенной поверхностью, называется геоидом.*

Казалось бы, геоид наилучшим образом определяет математическую фигуру Земли, так как в каждой точке его поверхности существует одно вполне определенное направление – отвесная линия, составляющая с касательной плоскостью прямой угол. Однако из-за неравномерного распределения масс в земной коре (наружный слой земли толщиной в среднем 40 км) изменяются величина и направление силы тяжести. А это значит, что поверхность геоида отступает от эллипсоидальной формы и не является правильной геометрической фигурой, и поэтому также не может быть выражена математической формулой, как, например, поверхность шара.

В связи с этим поверхность геоида заменяется наиболее близкой к ней поверхностью эллипсоида вращения, называемого земным эллипсоидом (рисунок 1.6).

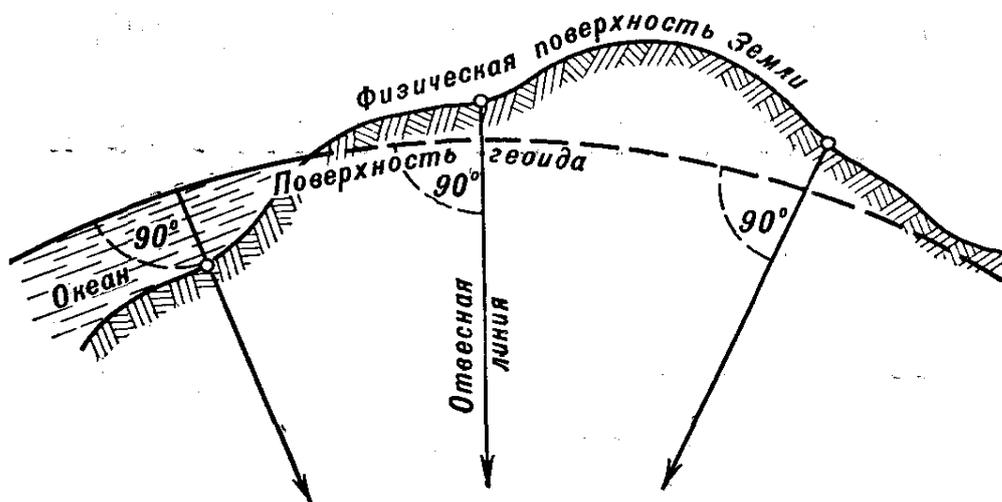


Рисунок 1.5 - Основная уровенная поверхность геоида

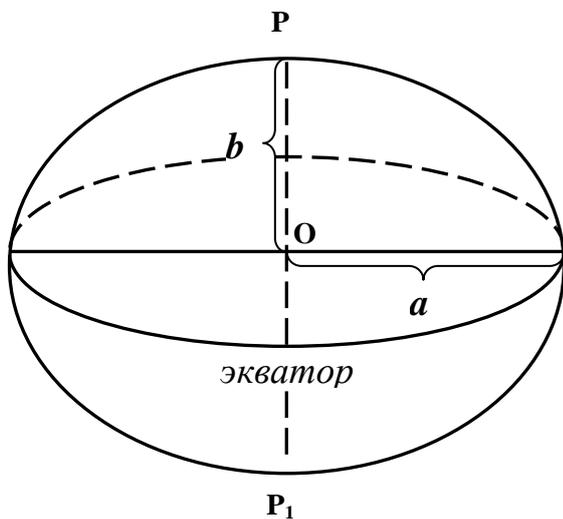


Рисунок 1.6 - Земной эллипсоид

**Земной эллипсоид** – это поверхность сфероида, полученная от вращения эллипса вокруг его малой (полярной) оси и, которая по форме наиболее близко подходит к поверхности геоида.

Форма и размеры земного эллипсоида определяются его элементами: большой (экваториальной)  $a$  и малой (полярной)  $b$  полуосями и полярным сжатием  $\alpha$ , которые между собой связаны соотношением

$$\alpha = \frac{a - b}{a}. \quad (1.2)$$

Величины этих элементов могут быть вычислены на основе градусных измерений, т. е. путем геодезических измерений длины дуги меридиана в  $1^\circ$ . Зная длину градуса в различных местах меридиана, можно установить фигуру и размеры Земли. Элементы земного эллипсоида неоднократно определялись учеными разных стран на протяжении двух последних столетий. Результаты наиболее известных определений приведены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 - Основные земные эллипсоиды и их параметры

Ученый	Страна	Год	Полуоси		Полярное сжатие $\alpha$
			большая $a$ , км	малая $b$ , км	
Деламбер	Франция	1800	6 375,653	6 356,564	1 : 334,00
Бессель	Германия	1841	6 377,397	6 356,079	1 : 299,15
Кларк	Великобритания	1880	6 378,249	6 356,515	1 : 293,47
Хейфорд	США	1909	6 378,388	6 356,912	1 : 297,00
Красовский	СССР	1940	6 378,245	6 356,863	1 : 298,30

Для максимального приближения поверхности земного эллипсоида к поверхности геоида эллипсоид соответствующим образом ориентируют в теле Земли.

*Эллипсоиды, имеющие определенные размеры, определенным образом ориентированные в теле Земли и используемые для обработки геодезических измерений и установления системы геодезических координат, называются **референц-эллипсоидами**.*

До 1946 г. в нашей стране использовался эллипсоид Бесселя. С 1946 г. для геодезических и картографических работ принят референц-эллипсоид Красовского с элементами:  $a = 6378245$  м,  $b = 6356863$  м;  $\alpha = 1:298,3$ .

Требования ориентирования референц-эллипсоида в теле Земли:

– малая полуось эллипсоида должна быть параллельна оси вращения Земли;

– поверхность эллипсоида должна находиться возможно ближе к поверхности геоида в пределах данного региона;

– для закрепления эллипсоида необходимо задать исходные геодезические даты, а именно геодезические координаты начального пункта геодезической сети и начальный азимут на соседний пункт.

В 1980 г. Международной ассоциацией геодезии и геофизики для геодезических работ было предложено использовать *общеземной эллипсоид*.

Требования ориентирования общеземного эллипсоида в теле Земли:

– малая полуось эллипсоида должна совпадать с осью вращения Земли;

– центр эллипсоида должен совпадать с центром масс Земли;

– высоты геоида над эллипсоидом (так называемые аномалии высот)

должны подчиняться условию наименьших квадратов  $\sum_{n=0}^{\infty} h_i^2 = \min$ .

При ориентировании общеземного эллипсоида в теле Земли, в отличие от референц-эллипсоида, нет необходимости вводить исходные геодезические даты.

Поскольку требования к общеземным эллипсоидам на практике удовлетворяются с некоторыми допусками, а выполнение требования по аномалии высот в полном объеме невозможно, то в геодезии и смежных науках могут использоваться различные реализации общеземного эллипсоида, параметры которых очень близки, но не совпадают.

Современные общеземные эллипсоиды приведены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 - Современные общеземные эллипсоиды и их параметры

Название	Страна, организация	Год	Большая полуось $a$ , км	Точность, $m$	Полярное сжатие $\alpha$
GRS 80	МАГГ (IUGG)	1980	6 378,137	$\pm 2$	1 : 298,257222101
WGS 84	США	1984	6 378,137	$\pm 2$	1 : 298,257223563
ПЗ-90	СССР	1990	6 378,136	$\pm 1$	1 : 298,257839303
IERS 96	МСВЗ (IERS)	1996	6 378,13649	-	1 : 298,25645

**GRS 80** (Geodetic Reference System 1980) разработан Международной ассоциацией геодезии и геофизики (International Union of Geodesy and Geophysics) и рекомендован для геодезических работ;

**WGS 84** (World Geodetic System 1984) применяется в системе спутниковой навигации GPS;

**ПЗ-90** (параметры Земли 1990 г.) используется на территории России для геодезического обеспечения орбитальных полетов и применяется в системе спутниковой навигации ГЛОНАСС;

**IERS 96** (International Earth Rotation Service 1996) рекомендован Международной службой вращения Земли для обработки РСДБ-наблюдений.

В геодезической практике при рассмотрении небольших участков земной поверхности поверхности эллипсоида и геоида считают совпадающими, а во многих случаях значительные по размерам участки земной поверхности (около 22 км x 22 км) принимают даже за плоскость. В частных случаях при решении отдельных практических задач за поверхность относимости иногда принимается шар объемом, равным объему земного эллипсоида.

$$\frac{4}{3} \cdot \pi \cdot R^3 = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot a^2 \cdot b . \quad (1.3)$$

Откуда радиус шара, равновеликого эллипсоиду Красовского, равен  $R = 6371,11$  км.

Основными точками, линиями и плоскостями на земной поверхности являются следующие.

**Полюсы** – это концы воображаемой земной оси  $PP_1$ , вокруг которой происходит суточное вращение Земли.

**Нормаль** – это перпендикуляр к касательной плоскости эллипсоида, проходящий через точку ее касания.

**Плоскость экватора** – это плоскость, перпендикулярная к оси вращения Земли и проходящая через ее центр.

**Экватор** – это линия, образованная пересечением плоскости экватора с земной поверхностью. Плоскость экватора делит Землю на два полушария - северное и южное.

**Параллели** - это линии пересечения земной поверхности плоскостями, параллельными плоскости экватора.

**Меридианы** – это линии пересечения поверхности Земли вертикальными плоскостями, проходящими через данную точку и земную ось. Различают плоскости геодезического и астрономического меридианов.

**Плоскость геодезического меридиана** – это плоскость, проходящая через нормаль к поверхности земного эллипсоида в данной точке и его малую ось.

**Плоскость астрономического меридиана** - это плоскость, проходящая через отвесную линию в данной точке и параллельная оси вращения Земли.

Вследствие несовпадения поверхности земного эллипсоида с поверхностью геоида нормаль не совпадает с отвесной линией (рисунок 1.7).

Угол  $\alpha$ , образованный направлением отвесной линии в точке  $M$  земной поверхности с направлением нормали к поверхности эллипсоида, называется **уклонением отвесной линии**.

Величина уклонений отвесных линий для большей части нашей страны не превышает  $3''$ . Но в некоторых районах, преимущественно в горных, уклонения достигают  $10...20''$  и даже  $40''$ . Такие отклонения наблюдаются на Кавказе, в районе озера Байкал и других местах.

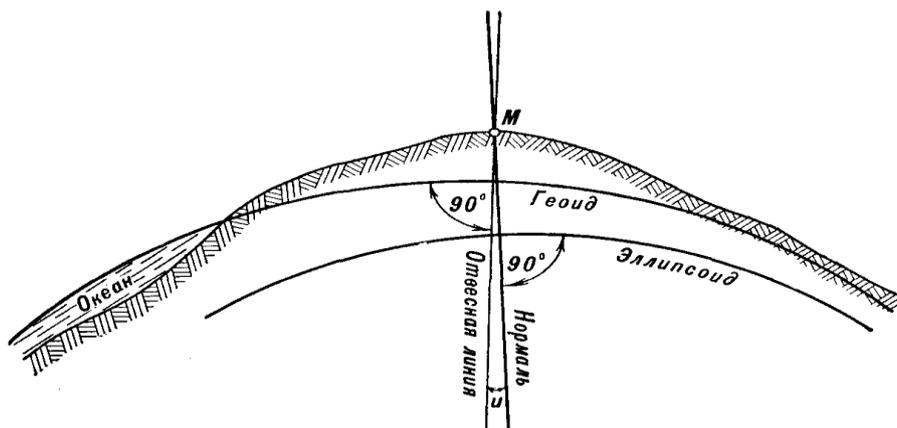


Рисунок 1.7 - Уклонение отвесной линии в точке М

## 1.5. Системы координат и высот в геодезии

**Координатами** называются линейные или угловые величины, определяющие положение точек на какой-либо поверхности или в пространстве.

Линии и поверхности (плоскости), относительно которых определяется положение точки, называются соответственно **осями координат** или **координатными поверхностями (плоскостями)**.

Основными системами координат в геодезии являются географические и прямоугольные координаты (рисунок 1.8).

### 1.5.1. Географические координаты

К географической системе координат относятся геодезическая и астрономическая системы, в которых координатными плоскостями являются плоскости экватора и меридиана, принятого за начальный (нулевой). Положение какой-либо точки определяется широтой и долготой.

#### Геодезические координаты

Положение точек земной поверхности в геодезических координатах определяется тремя величинами: геодезической широтой  $B$ , геодезической долготой  $L$  и геодезической высотой  $H$ . В указанной системе координат за поверхность относимости принимается эллипсоид. *Широта* и *долгота* характеризуют направление нормали к поверхности земного эллипсоида в данной точке пространства относительно плоскостей его экватора и начального меридиана (рисунок 1.9), а *высота* - расстояние по нормали от поверхности эллипсоида до данной точки.

**Геодезической широтой  $B$**  некоторой точки называется угол, образованный нормалью к поверхности земного эллипсоида и плоскостью экватора. Широта отсчитывается от экватора к северу и югу от  $0$  до  $90^\circ$  и называется северной (положительной) и южной (отрицательной).

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



Рисунок 1.8 - Системы координат в геодезии

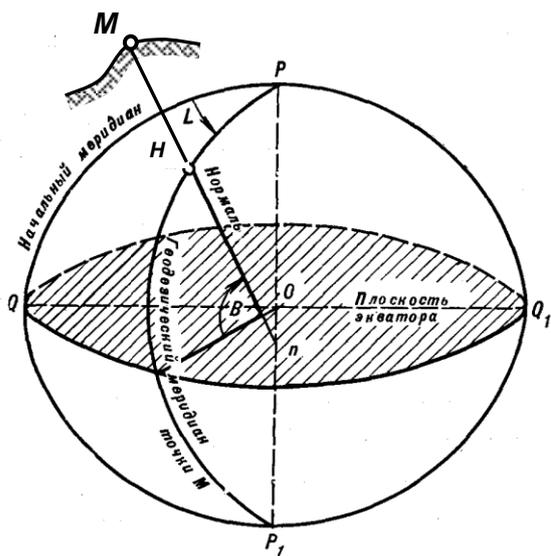


Рисунок 1.9 - Геодезические координаты точки М

Плоскость геодезического меридиана проходит через малую (полярную) ось эллипсоида. За начальный принимают меридиан, проходящий через Гринвичскую обсерваторию, расположенную близ Лондона. Долготы отсчитываются от 0 до 360° с запада на восток или от 0 до 180° на восток (положительные) и на запад (отрицательные).

**Геодезической высотой  $H$**  называют расстояние от данной точки до поверхности эллипсоида по нормали к ней.

Так как в нашей стране уровенная поверхность Балтийского моря, проходящая через нуль Кронштадтского футштока (черта на медной доске, установленной в гранитном устое моста через Обводной канал в Кронштадте), является начальной нулевой отсчетной поверхностью, то высоты точек физической поверхности Земли приведены к нулю Кронштадтского футштока. В инженерной геодезии в практике геодезических съемок аномалии высоты – высоты геоида над эллипсоидом – не учитываются и высоты определяют относительно поверхности геоида. При производстве геодезических работ на больших площадях аномалии высот необходимо учитывать.

Высоты бывают абсолютные и относительные (рисунок 1.10).

**Абсолютной (ортометрической) высотой** называют расстояние от данной точки до поверхности уровня моря (геоида) по направлению отвесной линии к ней (абсолютная Балтийская система высот 1977 г.). Например,  $H_A$  и  $H_B$  – абсолютные высоты точек  $A$  и  $B$ .

**Относительная высота**, называемая превышением  $h$  точки, – это высота одной точки земной поверхности над другой (например, точки  $A$  над точкой  $B$ ).

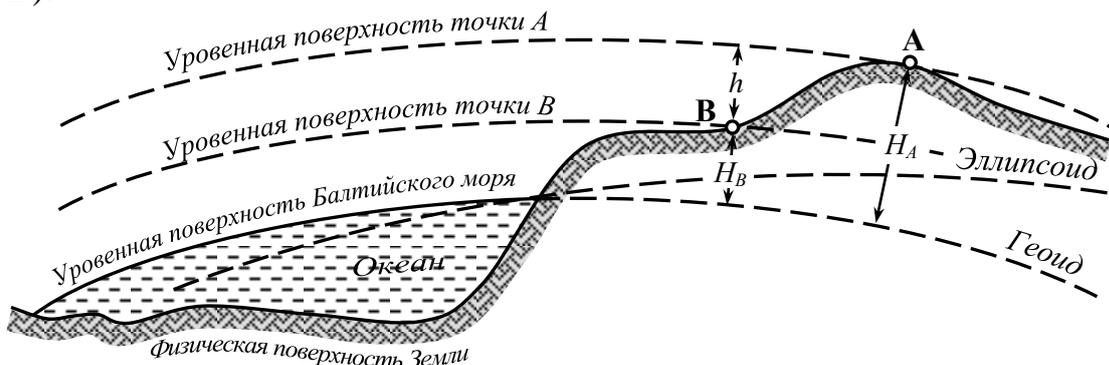


Рисунок 1.10 - Абсолютные и относительные высоты точек

## Астрономические координаты

Положение точек земной поверхности в астрономических координатах определяется, как и в геодезических, широтой и долготой, но астрономическим методом – по результатам наблюдений небесных светил. В данной системе координат широта и долгота относятся к геоиду и характеризуют направление отвесной линии в данной точке земной поверхности относительно плоскости, перпендикулярной оси вращения Земли, и плоскости начального астрономического меридиана.

*Астрономической широтой  $\varphi$  называется угол, образованный отвесной линией в данной точке и плоскостью экватора.*

*Астрономической долготой  $\lambda$  называется двугранный угол между плоскостями астрономического меридиана точки и начального (Гринвичского) астрономического меридиана.*

Счет астрономических широт и долгот ведется аналогично геодезическим. Итак, астрономические широта  $\varphi$  и долгота  $\lambda$  определяют точку на поверхности геоида, а геодезические широта  $B$  и долгота  $L$  – на поверхности земного эллипсоида. В астрономической системе координат положение плоскости астрономического меридиана и астрономическая широта точки определяются отвесной линией. Положение же плоскости геодезического меридиана и геодезическая широта точки определяются направлением нормали к поверхности эллипсоида в этой точке. Как следует из определений, астрономические и геодезические координаты различаются на величину, зависящую от несовпадения направлений отвесной линии и нормали – на величину *уклонения отвесной линии  $u$*  (рисунок 1.7).

Следовательно, различие между астрономическими и геодезическими координатами в среднем составляет 3...4'', а в отдельных районах – до 10''. Линейное расстояние между двумя точками, разность широт которых равна 1'', составляет около 31 м, поэтому координаты данной точки в рассматриваемых двух системах могут различаться до 100 м, а в аномальных районах и значительно больше.

В повседневной геодезической практике из-за малости различия между геодезическими и астрономическими координатами ими пренебрегают и пользуются более общими географическими координатами ( $\varphi, \lambda$ ).

Рассмотренные системы координат являются универсальными и находят широкое применение при решении задачи на значительных по размерам участках земной поверхности или на поверхности Земли в целом.

При решении большинства практических задач пользоваться ими неудобно, т.к. все вычисления, связанные с определением длин линий, направлений в этих системах координат весьма громоздки. Кроме того, измерения длин линий на земной поверхности производятся, как правило, в линейной мере, а в рассмотренных системах координат вычисления ведутся в градусной мере. Поэтому при решении геодезических задач на малой части земной поверхности пользуются плоскими прямоугольными координатами.

## 1.5.2. Прямоугольные координаты

### Плоские прямоугольные координаты

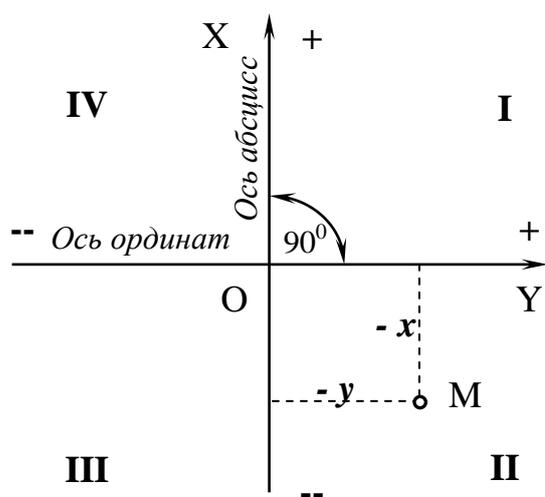
Положение точки на плоскости определяется линейными расстояниями относительно взаимно перпендикулярных линий, называемых осью абсцисс и осью ординат (рисунок 1.11). При этом в геодезии в отличие от математики наименование координатных осей, нумерация четвертей и счет углов ведутся по ходу часовой стрелки. За положительное направление оси абсцисс  $OX$  принимается направление на север, а оси ординат  $OY$  - направление на восток.

Важным достоинством системы плоских прямоугольных координат является ее простота, а также возможность использования формул тригонометрии при геодезических вычислениях.

### Плоские прямоугольные координаты Гаусса-Крюгера

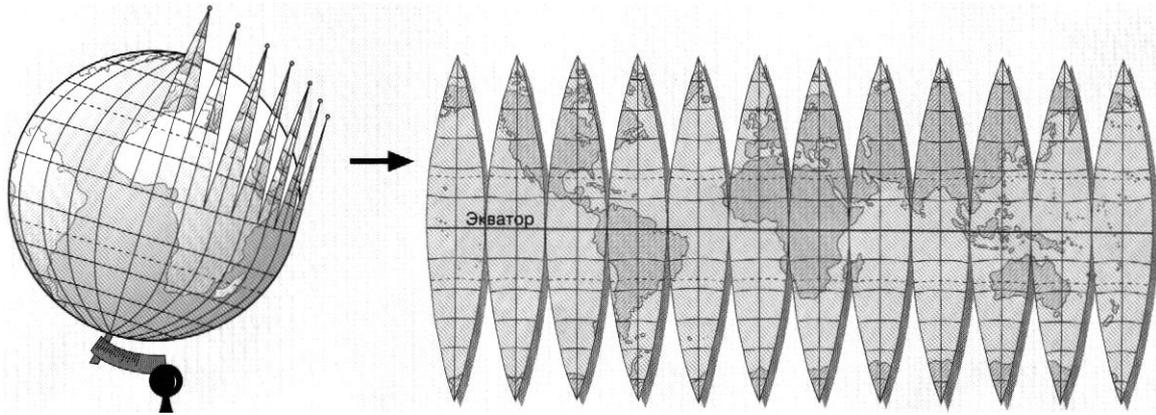
Так как общая фигура Земли по своей форме ближе к эллипсоиду, то изображение земной поверхности с сохранением полного ее подобия может быть выполнено лишь на глобусе, который представляет собой уменьшенную модель фигуры Земли. Для обработки результатов геодезических измерений в системе плоских прямоугольных координат необходимо предварительно земную поверхность спроектировать на плоскость.

*Математический способ изображения земной поверхности на плоскость называется **проекцией**.*

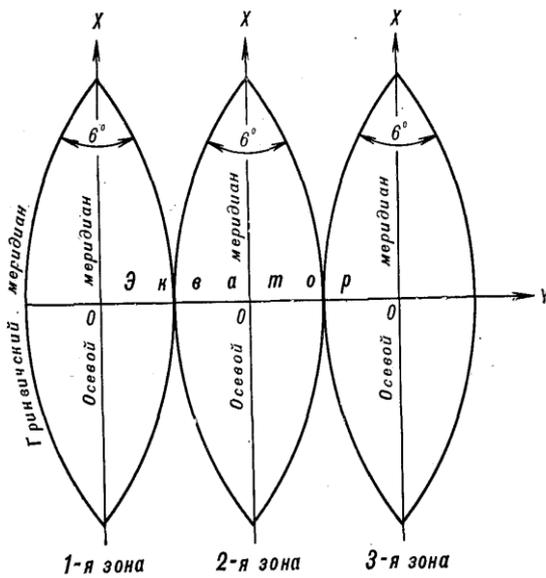


При изображении эллипсоида на плоскости всегда возникают искажения, которые зависят как от размеров и местоположения изображаемой части земной поверхности, так и от способа изображения. При этом величину искажения в известных пределах можно регулировать выбором соответствующей картографической проекции, под которой понимается способ изображения поверхности эллипсоида или шара на плоскости.

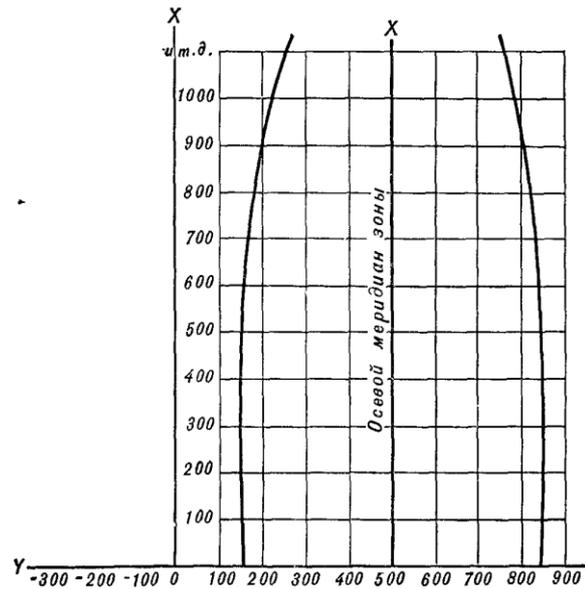
Рисунок 1.11 - Плоские прямоугольные координаты точки М



а



б



в

Рисунок 1.12 - Зоны земного шара на плоскости

По характеру искажений проекции делятся на равноугольные, равновеликие и произвольные. В равноугольных проекциях изображения бесконечно малых фигур на плоскости подобны соответствующим фигурам на местности, т.е. отсутствуют искажения углов. В равновеликих проекциях сохраняется пропорциональность площадей с натурой. Под произвольными проекциями понимают проекции, не сохраняющие ни равноугольности, ни равновеликости, но обладающие другими специально выбранными свойствами. По виду картографической сетки проекции делятся на конические и цилиндрические, перспективные и азимутные.

В нашей стране для обработки результатов геодезических измерений принята равноугольная проекция Гаусса. В этой проекции земной эллипсоид разделяется на 60 координатных зон меридианами через  $6^0$  долготы. Каждая зона изображается на плоскости по единому закону независимо друг от друга (рисунок 1.12 а).

Средние меридианы шестиградусных зон называются **осевые** (рисунок 1.12 б). Нумерация зон ведется от Гринвичского меридиана на восток. Наряду с шестиградусной системой координатных зон может применяться трехградусная, в которой земной эллипсоид разделяется на 120 координатных зон.

Проекция Гаусса имеет следующие особенности:

1. Осевой (центральный) меридиан и экватор изображаются на плоскости прямыми линиями и принимаются соответственно за ось абсцисс  $X$  и ось ординат  $Y$ , а точка их пересечения - за начало координат данной зоны. Счет абсцисс ведут от экватора к северу со знаком плюс, а ординат - к востоку со знаком плюс. Чтобы избежать отрицательных ординат, точкам осевого меридиана условно приписывают ординату +500 км (т.е. переносят начало координат влево на 500 км) с обязательным указанием впереди номера соответствующей зоны (рисунок 1.12 в).

2. При изображении осевого меридиана не искажается его длина.

Наряду с плоскими прямоугольными координатами в геодезии существует пространственная система координат.

### Пространственные прямоугольные координаты

Система координат с началом в центре  $O$  земного эллипсоида имеет взаимно перпендикулярные оси  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ , расположенные соответствующим образом (рисунок 1.13):

- *Ось  $X$*  в плоскости экватора и в сечении начального меридиана;
- *Ось  $Y$*  в плоскости экватора;
- *Ось  $Z$*  по полярной оси.

Система пространственных прямоугольных координат в инженерно-геодезических работах пока применения не имеет. Она целесообразна для определения положения внеземных объектов – ракет, искусственных спутников Земли и в некоторых других случаях.

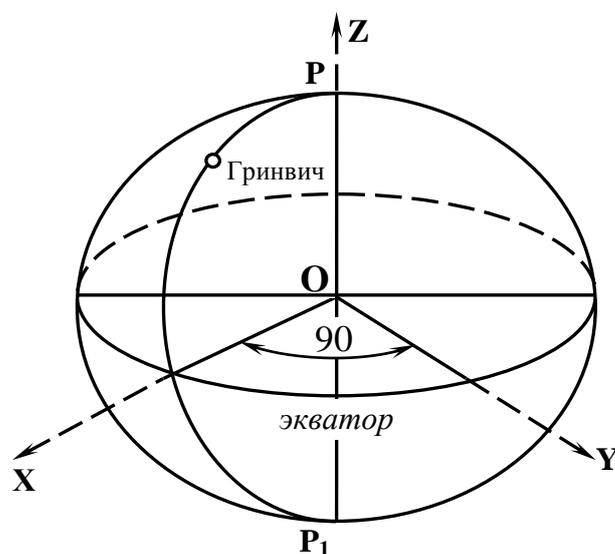


Рисунок 1.13 - Пространственные прямоугольные координаты

## 1.6. Изображение земной поверхности на плоскости. Понятие о плане, карте, профиле

Поверхность Земли изображают на плоскости в виде планов, карт и профилей.

**Планом** называется чертеж, представляющий собой уменьшенное и подобное изображение проекции небольшого участка местности на горизонтальную плоскость.

При составлении планов применяют метод ортогонального проецирования (рисунок 1.14). Сущность его состоит в том, что точки местности переносят на горизонтальную плоскость по отвесным линиям, параллельным друг другу и перпендикулярным горизонтальной плоскости. Например, точка  $A$  местности (перекресток дорог) проецируется на горизонтальную плоскость  $H$  по отвесной линии  $Aa$ , точка  $B$  – по линии  $Bb$  и т. д. Точки  $a$  и  $b$  являются ортогональными проекциями точек  $A$  и  $B$  местности на плоскости  $H$ . Полученное на плоскости изображение участка земной поверхности уменьшают. На плане длины линий, углы и площади контуров участков местности не искажаются, а степень уменьшения ее линейных элементов постоянна для всех частей плана.

На плане изображается ситуация и рельеф.

**Ситуацией местности** называется совокупность контуров и неподвижных местных предметов.

**Рельефом** называется совокупность неровностей земной поверхности естественного происхождения.

Планы, на которых изображена только ситуация местности, называются *ситуационными* или *контурными* (рисунок 1.15 а). Планы, на которых кроме предметов местности изображен еще и рельеф, называются *топографическими* (рисунок 1.15 б).

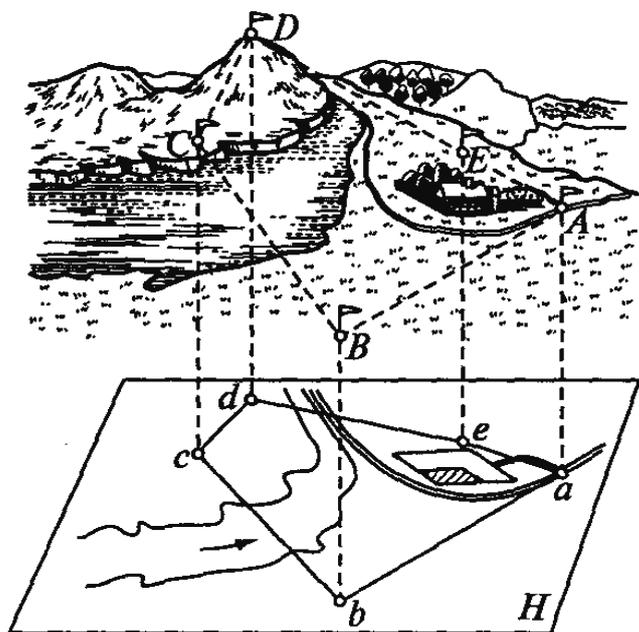
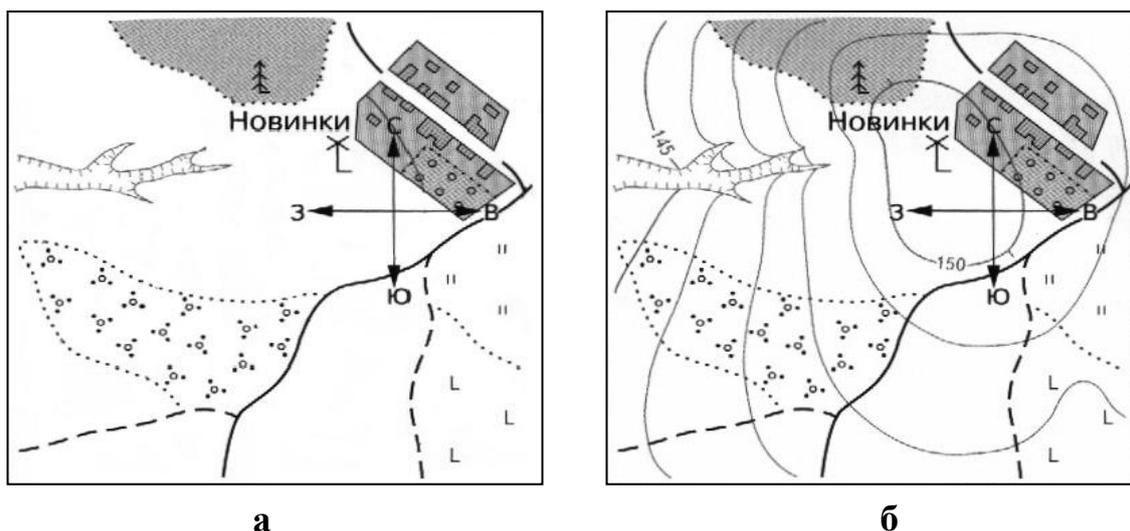


Рисунок 1.14 – Ортогональное проецирование местности



**а** – контурный; **б** – топографический  
Рисунок 1.15 – План местности

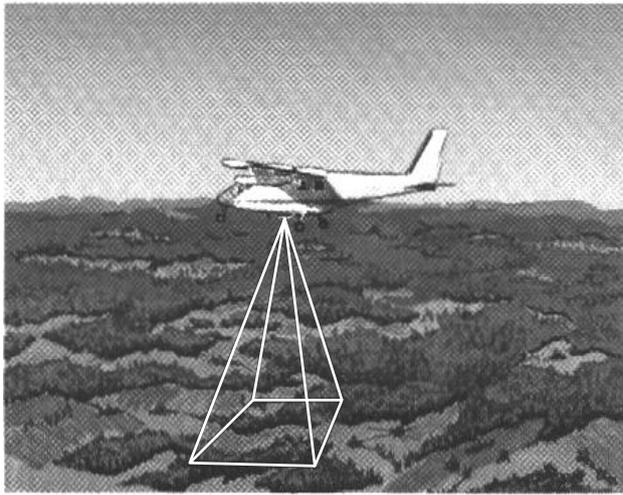
Топографические планы применяют для проектирования генеральных планов строительных площадок. На таком плане изображают весь комплекс подземных и надземных сооружений. В процессе ведения строительномонтажных работ на строительной площадке и по их завершению выполняют исполнительные съемки и составляют исполнительный генеральный план, на котором показывают все построенные по проекту здания и сооружения.

План нельзя составить на очень большую территорию, так как сферическая поверхность Земли не может быть развернута в плоскость без складок и разрывов. При изображении на плоскости значительных частей поверхности Земли применяют картографические проекции. Через определенные интервалы в выбранной проекции строят изображения линий меридианов и параллелей, которые, пересекаясь, образуют картографическую сетку.

***Картой** называется построенное по определенным математическим законам уменьшенное обобщенное изображение на плоскости всей Земли или значительных ее частей с учетом кривизны уровенной поверхности.*

Карты создаются по планам местности, полученным инструментальной съемкой. При создании карт прежде всего строят сетку меридианов и параллелей, которая называется *картографической сеткой*. Кроме того, на многих картах изображают километровую сетку квадратов, вершины углов которой имеют координаты, кратные целому числу километров (одному, двум и т. д.), а стороны - параллельны осям абсцисс и ординат.

В настоящее время для составления планов и карт применяются аэрофотосъемки местности (рисунок 1.16). С самолета с помощью фотокамеры производят аэросъемку. Полученные аэрофотоснимки местности обрабатывают на современных компьютерах – фотограмметрических станциях, получая различные по содержанию карты в цифровом виде или традиционном графическом исполнении.



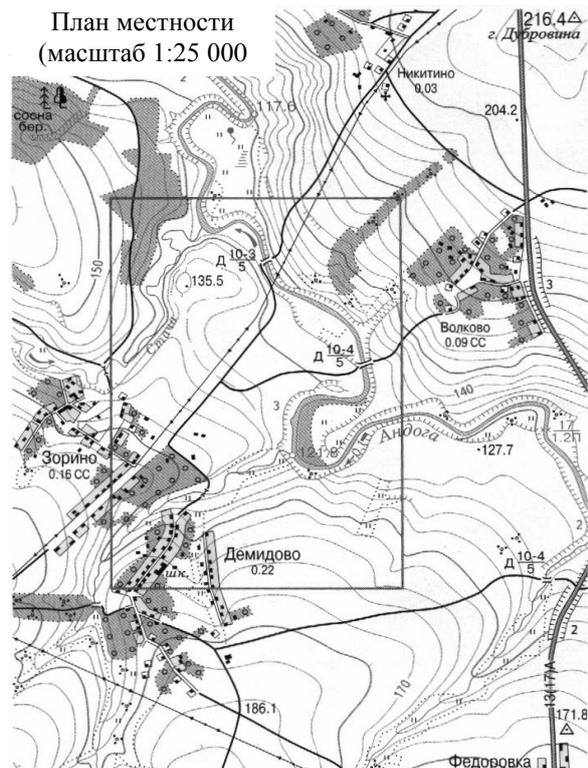
**а**

Аэрофотоснимок  
(масштаб 1:12 500)



**б**

План местности  
(масштаб 1:25 000)



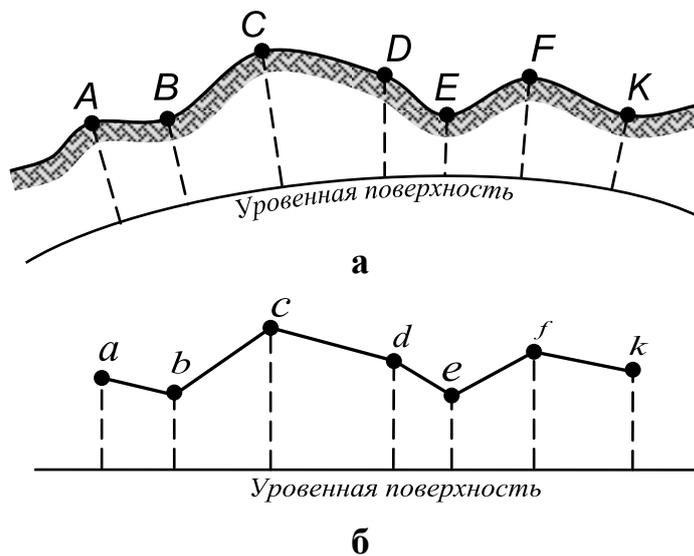
**в**

**а** – аэрофотосъемка местности; **б** – фотограмметрическая станция;  
**в** – аэрофотоснимок и план местности

Рисунок 1.16 – Составление планов и карт по результатам аэрофотосъемок местности

*Профилем* местности называется уменьшенное изображение вертикального разреза земной поверхности по заданному направлению (рисунок 1.17).

Профили местности используют при изысканиях, проектировании и строительстве линейных сооружений: дорог, трубопроводов, линий электропередач и т. д., для строительства и монтажа надземных и подземных инженерных сооружений.



а – вертикальный разрез; б - профиль  
Рисунок 1.17 – Изображения местности

### 1.7. Масштабы планов и карт. Точность масштабов

Горизонтальные проложения отрезков местности при их изображении на планах и картах уменьшают.

**Масштаб** – это степень уменьшения горизонтальных проложений отрезков местности при их изображении на плане или карте.

Масштабы делятся на численные и графические.

**Численный масштаб** (рисунок 1.18 а) – это дробь, числитель которой равен единице, а знаменатель величине  $m$ , показывающей, во сколько раз уменьшены линии и предметы при изображении их на плане или карте.

На каждом листе карты или плана подписывается его численный масштаб в виде 1:1000, 1:2000, 1:5000, 1:10000, 1:25000 и т. д.

Если длину линии на плане (карте) обозначить через  $d$ , то ее горизонтальное проложение  $D$  на местности определяется по формуле

$$D = m \cdot d. \quad (1.4)$$

**Пример 1.** На карте масштаба 1:5000 длина отрезка  $d = 25,4$  мм. Определить длину горизонтального проложения  $D$  этого отрезка на местности.

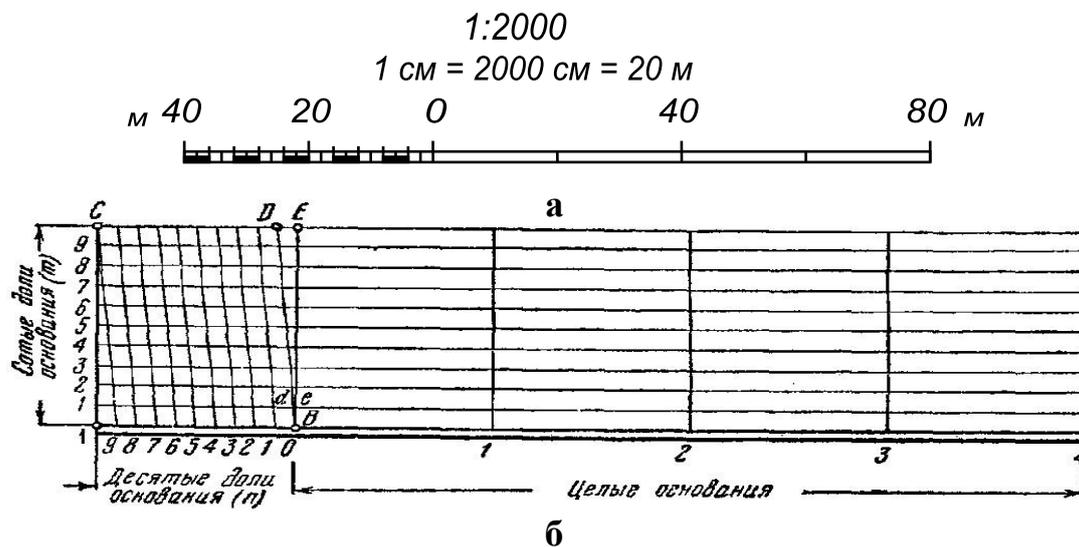
По формуле (1.4) находим

$$D = 5000 \cdot 25,4 \text{ мм} = 127000 \text{ мм} = 127 \text{ м.}$$

**Пример 2.** Горизонтальное проложение отрезка на местности  $D = 284,7$  м. Определить длину  $d$  этого отрезка на карте масштаба 1:25000.

Из формулы (1.4) получим

$$d = \frac{D}{m} = \frac{284,7 \text{ м}}{25000} = 0,011388 \text{ м} = 11,4 \text{ мм.}$$



**а** – численный и линейный; **б** - поперечный  
Рисунок 1.19 – Масштабы

Следует заметить, что чем больше знаменатель  $t$  численного масштаба, тем масштаб *мельче*, и наоборот, чем меньше  $t$ , тем *крупнее* масштаб.

При решении задач по карте или плану с помощью численного масштаба приходится выполнять много вычислений. Чтобы избежать этого, используют графические масштабы. Графические масштабы бывают линейные и поперечные.

**Линейный масштаб** (рисунок 1.18 а) – это графическое выражение численного масштаба. Для построения линейного масштаба проводят прямую линию и на ней несколько раз откладывают одно и то же расстояние в сантиметрах, называемое *основанием масштаба*  $a$ . Основание обычно берут длиной в 1 или 2 сантиметра. Первое (левое) основание делят на 10 равных частей и на правом конце его пишут нуль, а на левом – то число метров или километров, которому на местности соответствует в данном масштабе основание. Вправо от нуля над каждым делением надписывают значения соответствующих расстояний на местности. Практическая точность линейного масштаба 0,5 мм, что соответствует 0,02-0,03 основания масштаба.

**Пример 3.** На карте масштаба 1:2000 необходимо с помощью измерителя отложить отрезок  $d$ , которому на местности соответствует горизонтальное проложение  $D = 97$  м.

Конец одной (правой) иглы измерителя совмещается со штрихом 80 м, а конец второй (левой) иглы – с серединой между делениями 16 и 18 м левого основания линейного масштаба (рисунок 1.19 а). Расстояние между остриями игл измерителя будет равно отрезку  $d$ .

**Пример 4.** На карте масштаба 1:2000 длина отрезка  $d$  измерена измерителем. Определить с помощью измерителя длину горизонтального проложения  $D$  этого отрезка на местности. (Допустим  $d = 23,9$  мм).

Измерителем фиксируют отрезок  $d$  на карте. Острие одной (правой) иглы совмещают со штрихом того основания, при котором острие второй (левой) иглы будет находиться в пределах левого основания линейного масштаба. Для  $d = 23,9$  мм острие правой иглы совмещается с основанием 40 м, а острие левой иглы поместится на левом крайнем основании между делениями 6 и 8 м. На глаз оценивают 7,8 м. Вся длина горизонтального проложения  $D$  будет равна 47,8 м.

Для более точных графических работ на плане пользуются поперечным масштабом, позволяющим измерять отрезки с точностью 0,01 его основания.

**Поперечный масштаб** (рисунок 1.18 б) представляет собой график, основанный на пропорциональном делении. Его создают путем прочерчивания на одинаковом расстоянии друг от друга 11 параллельных линий. Перпендикулярно этим линиям прочерчивают линии основания масштаба, обычно через 2 см. Крайний левый отрезок делят на 10 одинаковых частей, после чего соединяют нулевое нижнее деление с первым верхним, первое нижнее со вторым верхним и т. д. Таким образом, получают десятые и сотые доли левого основания.

Для определения наименьшего деления  $de$  (рисунок 1.18 б) из подобия треугольников  $BDE$  и  $Bde$  следует

$$\frac{de}{DE} = \frac{Bd}{BD} \text{ или } de = \frac{Bd}{BD} \cdot DE.$$

Учитывая, что  $DE = \frac{AB}{n} = \frac{a}{n}$  и  $Bd = \frac{BD}{m}$ , будем иметь

$$de = \frac{a}{n \cdot m}, \quad (1.5)$$

где  $n$  – число делений в основании масштаба;

$m$  – число промежутков между параллельными линиями.

При  $n = m = 10$ ,  $de = l$  и с учетом формулы (1.5) наименьшее деление поперечного масштаба равно сотой доле основания

$$l = \frac{a}{100}. \quad (1.6)$$

Невооруженный глаз может оценивать на карте расстояния до 0,1 мм. Поэтому *горизонтальное расстояние на местности, соответствующее на карте 0,1 мм, называется точностью масштаба.*

Для масштабов 1:500, 1:1000, 1:5000, 1:10000 и 1:25000 точность масштаба соответственно равна 0,05; 0,1; 0,5; 1,0 и 2,5 м.

При решении самых разнообразных задач и, в частности, для проектирования границ земельных участков, водоемов, каналов, дорог, строений и т. д., требуется знать расположения объектов по отношению к сторонам света. Карты и планы составляют так, что их верхние края являются северными. В связи с этим при производстве измерений на земной поверхности необходимо линии ориентировать относительно какого-то исходного направления.

## 1.8. 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 (рисунок 1.19).

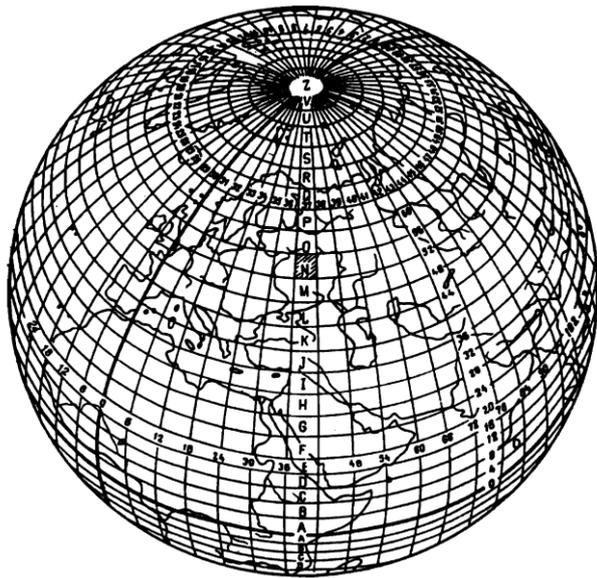


Рисунок 1.19 – Разграфка и номенклатура листов карт масштаба 1:1 000 000

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 (рисунок 1.20 а, б, в).

Номенклатуру карт соответствующих масштабов определяют добавлением указанных обозначений к соответствующей номенклатуре карты масштаба 1:1000 000, в пределы которой попадает искомый планшет.

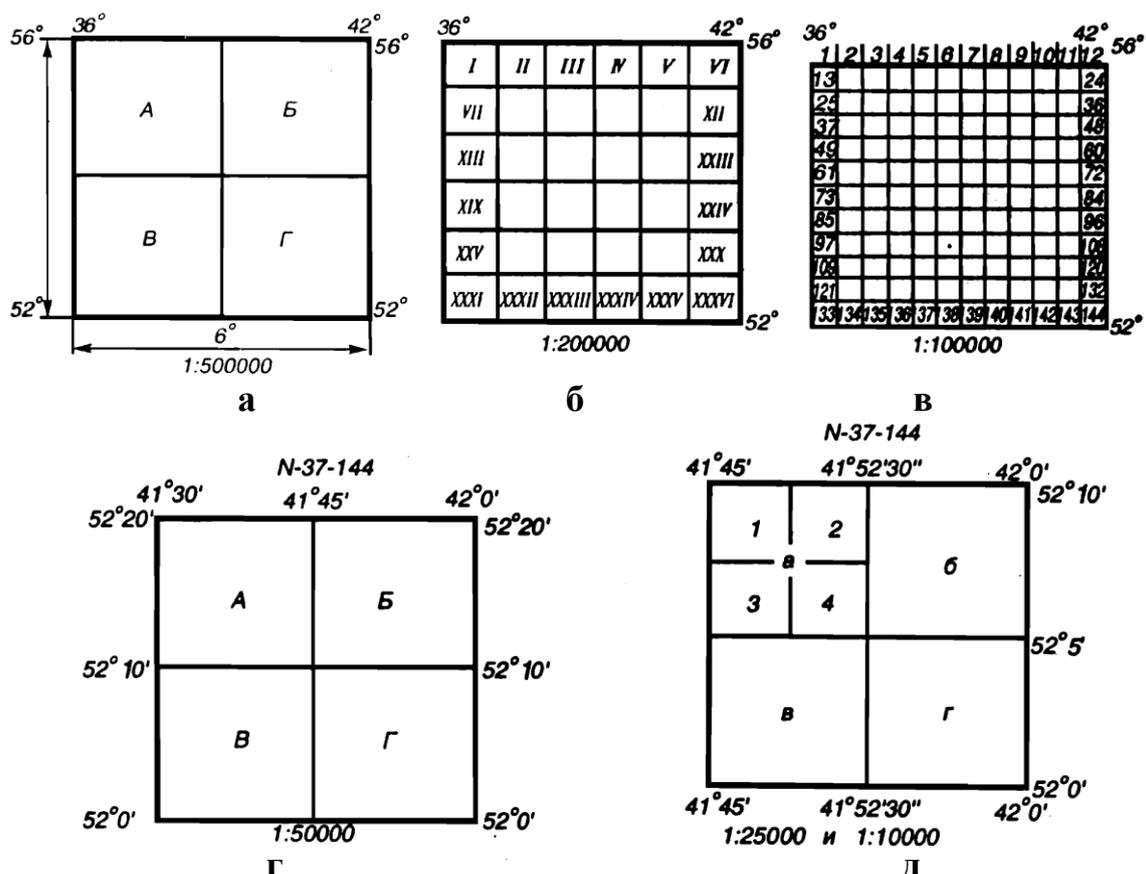
Лист карты масштаба 1:100 000 служит основой для разграфки и обозначения карт более крупных масштабов. Одному листу карты масштаба 1:100 000 соответствуют 4 листа карты масштаба 1:50 000, которые обозначают прописными буквами русского алфавита А, Б, В, Г и присоединяют к номенклатуре сотысячного листа (рисунок 1.20 г).

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 (рисунок 1.20 д). 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.

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, через  $6^\circ$ , на 60 колонн. Колонны нумеруют арабскими цифрами, при этом счет ведут от меридиана с долготой  $180^\circ$ .

Колонны разделяют на ряды параллелями, проводимыми через  $4^\circ$ . Ряды обозначают заглавными буквами латинского алфавита и счет ведут от экватора к Северному и Южному полюсам.



а – масштаб 1:500 000; б – масштаб 1:200 000; в – масштаб 1:100 000;  
 г – масштаб 1:50 000; д – масштабы 1:25 000 в 1:10 000

Рисунок 1.20 – Разграфка и обозначение листов карт

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 (16x16) 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).

### 1.9. Условные знаки планов и карт

При составлении планов и карт для изображения местных предметов используют систему **условных топографических знаков** (рисунок 1.21) – наглядных и простых символов. Условные знаки подразделяют на масштабные (контурные) и немасштабные. *Масштабные условные знаки* изображают предметы подобными оригиналу, и по ним можно определить размеры и форму

предметов. Контуры предметов обозначаются точечным пунктиром или тонкой сплошной линией, а площади внутри контура заполняются специальными значками. *Внемасштабные условные знаки* определяют местоположение предметов – точку, и по ним нельзя определить их размеры.

Населенные пункты и пути сообщения обозначают черным цветом, элементы гидрографии – синим, естественный рельеф местности – коричневым, а растительность – зеленым.

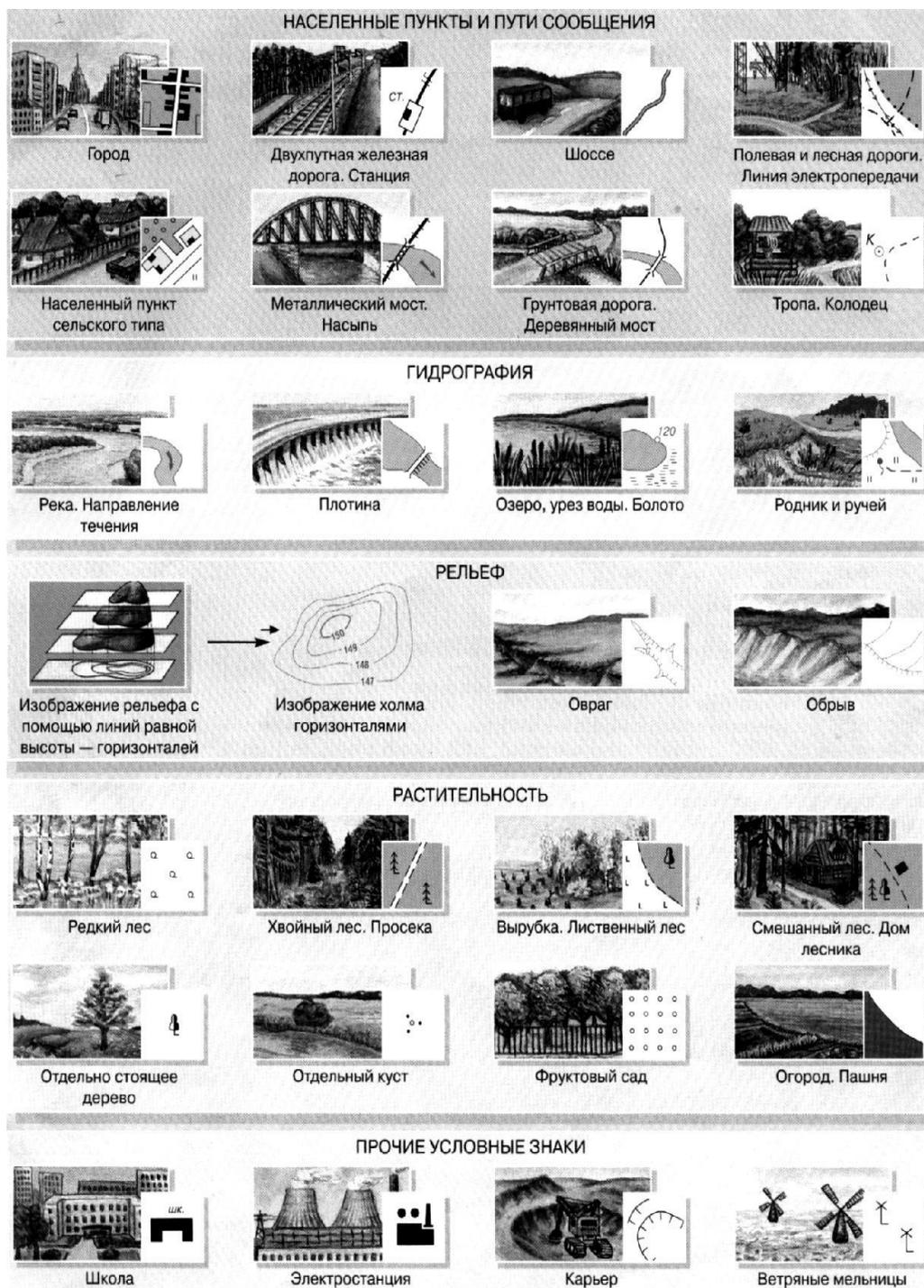


Рисунок 1.21 – Условные топографические знаки планов и карт

## 1.10. Рельеф местности и его изображение на картах и планах

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 уровнями поверхностями, то следами такого пересечения на поверхности участка местности будут некоторые линии, все точки каждой из которых имеют одинаковые высоты над уровнем моря (рисунок 1.22).

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 уровнями поверхностями для изображения рельефа местности горизонталями называют **высотой сечения**.*

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.

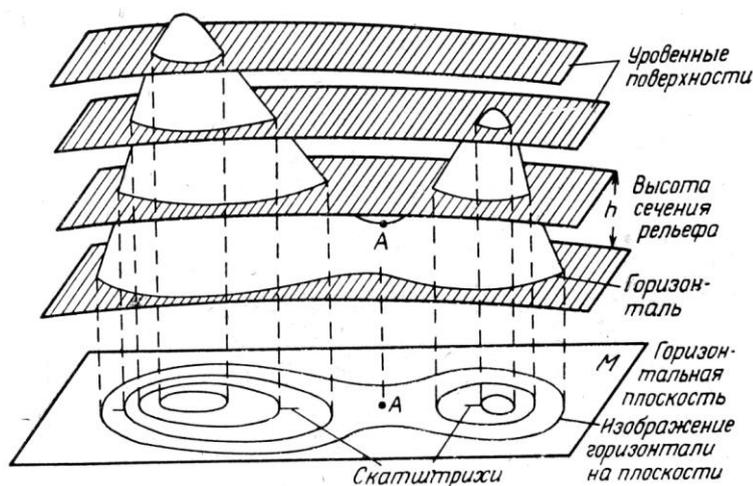


Рисунок 1.22 – Схема изображения рельефа горизонталями

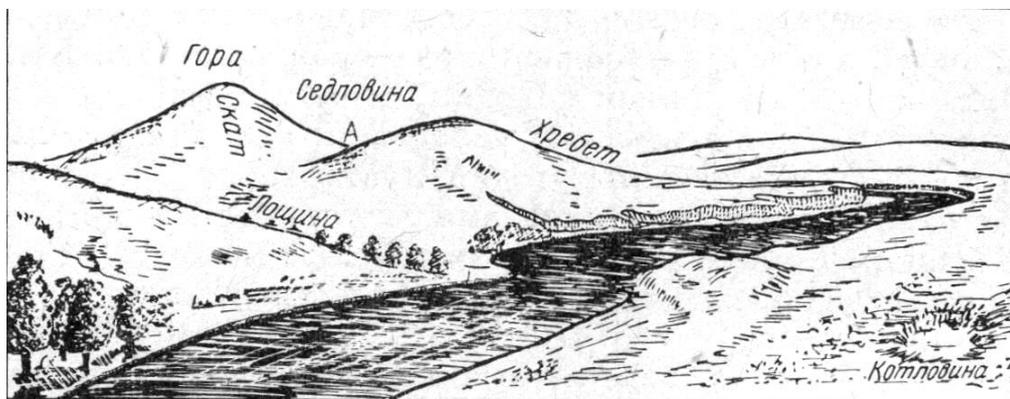
Иногда подробности рельефа не могут быть в полной мере отражены горизонталями с одинаковой высотой сечения. В таких случаях проводят полугоризонтали через половину основного сечения рельефа или дополнительные горизонтали с принятой высотой сечения.

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

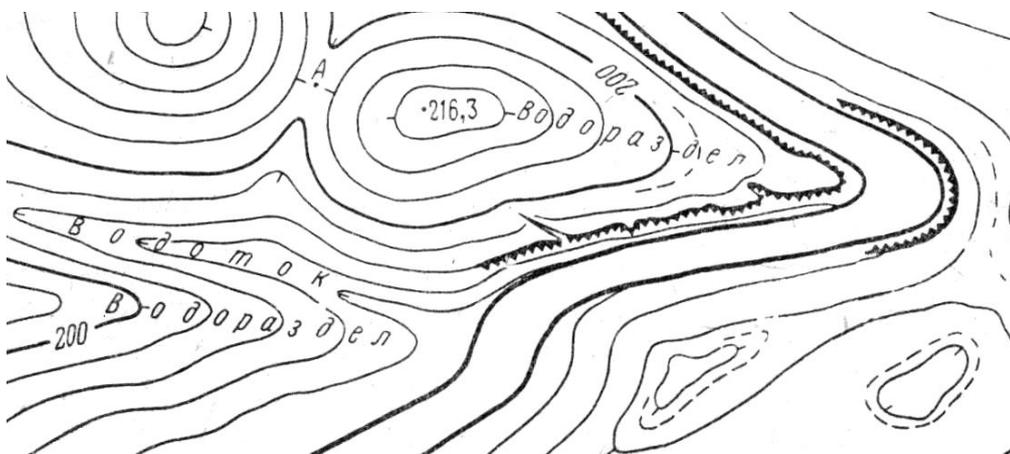
При изображении рельефа дна водоемов на картах и планах проводят линии *равных глубин, называемые **изобатами***.

При всем кажущемся многообразии форм рельефа можно выделить шесть основных его форм: склон, гору, хребет, лощину, котловину и седловину (рисунок 1.23).

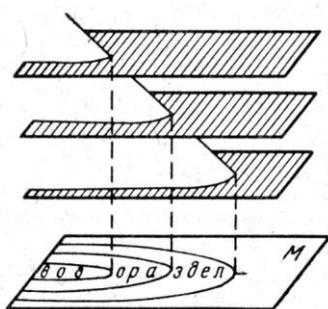
**Склон** – однородный наклонный участок земной поверхности, практически плоский или слабо криволинейный.



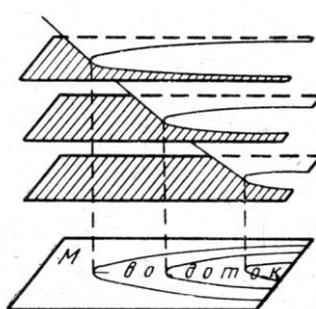
**а**



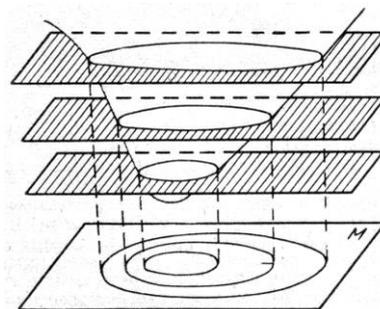
**б**



**в**



**г**



**д**

а – вид местности; б – изображение горизонталями; в – водораздел  
г – водоток; д – котловина

Рисунок 1.23 – Основные формы рельефа

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.

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.

Верхнюю часть горы называют плато, если она плоская, и пик, если она остrokонечная. 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.

**Хребет** – вытянутая возвышенность земной поверхности, постепенно понижающаяся в одном направлении.

Линию, проходящую вдоль хребта, называют *водоразделом* (рисунок 1.23 в). Поверхностные воды стекают по склонам хребта вправо и влево от водораздела. Если склоны хребта пересекаются под острым углом, то такой водораздел называют *гребнем*.

**Лощина** – вытянутое, постепенно понижающееся в одном направлении углубление земной поверхности.

Линию, проходящую вдоль лощины по самым низким точкам, называют *тальвегом*, а при наличии постоянно текущей воды – *водотоком* (рисунок 1.23 г). 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).

**Котловина** – замкнутое чашеобразное углубление земной поверхности

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 (рисунок 1.23 д). Высоту наинизшей точки котловины обычно обозначают и подписывают.

**Седловина** – пониженная часть местности между двумя соседними горами или холмами. Седловины в горной местности называют перевалами.

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

## 1.11. Ориентирование линий

**Ориентировать линию** на местности - значит определить ее положение относительно исходного направления, т. е. определить горизонтальный угол между исходным направлением и направлением линии.

### 1.11.1. Исходные направления

В геодезии за исходное направление принимают (рисунок 1.24 а): северное направление  $N_{и}$  истинного (географического) меридиана; северное направление  $N_{м}$  магнитного меридиана; северное направление  $N_{о}$  осевого меридиана зоны или направления, параллельного ему.

**Истинный (географический) меридиан** – это линия пересечения поверхности Земли вертикальной плоскостью, проходящей через данную точку и земную ось.

**Магнитный меридиан** – это линия пересечения поверхности Земли вертикальной плоскостью, проходящей через полюсы магнитной стрелки.

**Осевой меридиан** – это средний меридиан шестиградусной координатной зоны.

Направление истинного меридиана в данной точке определяется при помощи астрономических наблюдений, а направление магнитного меридиана – при помощи магнитной стрелки, концы которой под действием земного магнетизма обращены соответственно к северному и южному полюсам Земли. Истинный и магнитный меридианы, как правило, не совпадают из-за неравномерного распределения магнитных масс внутри Земли и 12-градусным отклонением ее магнитной оси от оси вращения. Под влиянием этих факторов направления истинного и магнитного меридианов в любой точке на поверхности

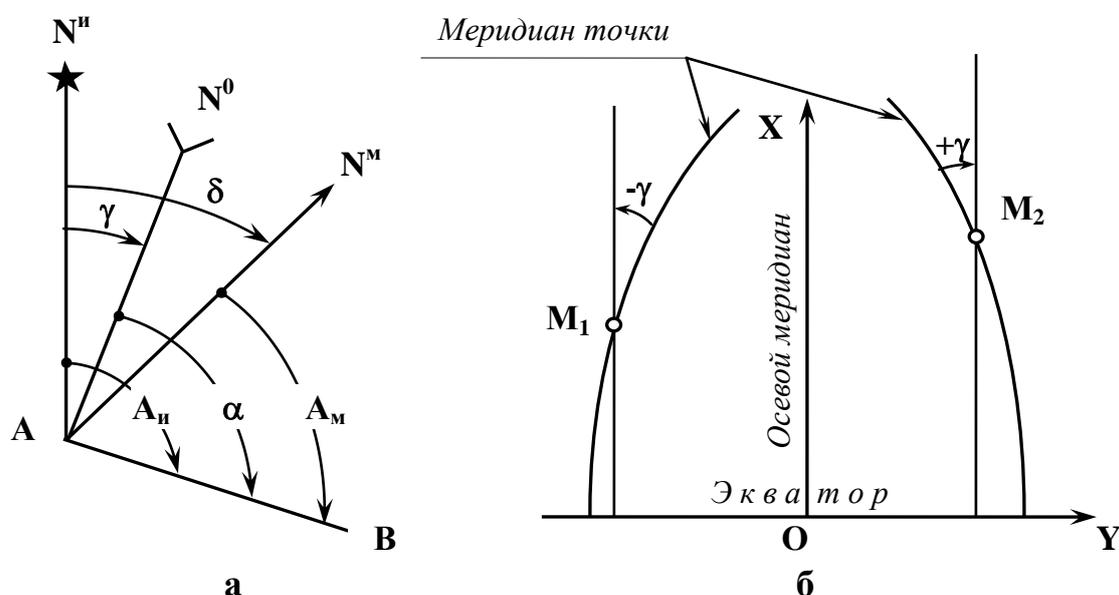


Рисунок 1.24 - Направления и ориентирные углы

Земли образуют горизонтальный угол  $\delta$ , называемый *склонением магнитной стрелки*. Угол  $\delta$  отсчитывается от истинного меридиана к магнитному, склонение называется восточным (положительным) или западным (отрицательным).

Направления истинного и осевого меридианов совпадают, если точка земной поверхности находится на осевом меридиане. Если точка не находится на осевом меридиане, то между истинным меридианом точки и проходящей через нее параллельной осевому меридиану линией образуется угол  $\gamma$ , называемый *сближением меридианов* (рисунок 1.24 б). Угол  $\gamma$  отсчитывается от истинного меридиана к осевому. Восточное сближение имеет знак плюс, западное сближение – знак минус.

Ориентирование линий на местности относительно исходных направлений осуществляют с помощью ориентирных углов.

### 1.11.2. Ориентирные углы

В качестве углов, определяющих направление линий, служат азимуты, румбы и дирекционные углы (рисунок 1.24 а).

*Азимутом  $A$*  называется горизонтальный угол, отсчитываемый по ходу часовой стрелки от северной части меридиана до заданного направления.

Азимуты измеряются от 0 до 360°. Если линию ориентируют относительно истинного (географического) меридиана, то азимут называют *истинным*  $A_u$ , а если относительно магнитного, то – *магнитным*  $A_m$ . При решении ряда практических задач целесообразно пользоваться магнитными азимутами, т.к. они легко определяются с помощью простых приборов - компаса и буссоли, главной частью которых является магнитная стрелка. Как видно из рисунка 1.24 а, связь между истинным и магнитным азимутами выражается формулой

$$A_u = A_m + \delta . \quad (1.7)$$

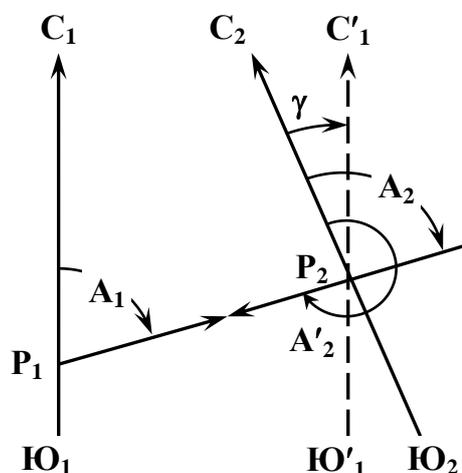


Рисунок 1.25 - Зависимости между азимутами, прямым и обратным направлениями

При пользовании формулой (1.7) нужно помнить, что восточное склонение магнитной стрелки  $\delta_в$  имеет знак плюс, а западное  $\delta_з$  - знак минус.

Так как меридианы земной поверхности не параллельны между собой, то азимут одной и той же линии в разных ее точках различен на величину сближения меридианов  $\gamma$ . Например, для двух точек  $P_1$  и  $P_2$  заданной линии (рисунок 1.25) азимуты будут соответственно  $A_1$  и  $A_2 = A_1 + \gamma$ .

Линия имеет два направления: прямое и обратное. Поэтому различают *прямые*  $A$  и *обратные*  $A'$  азимуты. Прямое и обратное направления отличаются на  $180^\circ$ . Как видно из рисунка 1.25, для заданной линии  $P_1 P_2$  прямым и обратным азимутами будут соответственно  $A_1$  и  $A'_2$ , зависимость между которыми выражается формулой

$$A' = A + 180^\circ + \gamma. \quad (1.8)$$

На практике иногда вместо азимутов пользуются румбами.

**Румбом  $r$**  называется острый горизонтальный угол между ближайшим (северным или южным) исходным направлением и направлением данной линии.

Связь между азимутами и румбами, значения румбов и их наименования показаны на рисунке 1.26.

Азимуты в качестве ориентированных углов применимы на сферической поверхности земли. При изображении земной поверхности на плоскости пользуются плоскостным ориентирным углом, называемым дирекционным.

**Дирекционным углом  $\alpha$**  линии на плоскости называется угол между изображением на ней осевого меридиана и направлением данной линии (рисунок 1.24 а).

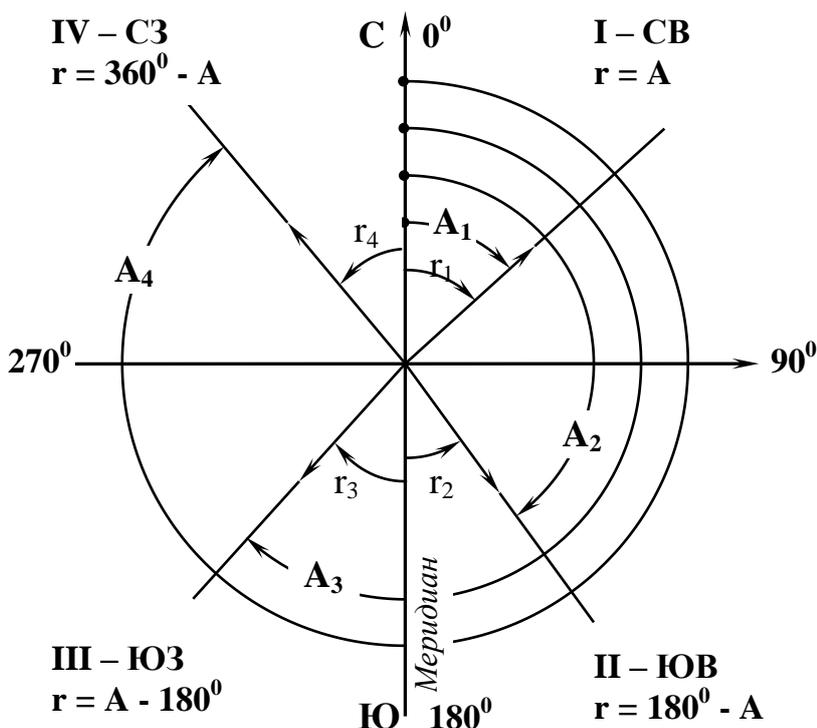


Рисунок 1.26 - Связь между азимутами и румбами

Счет дирекционных углов и переход от них к румбам ведется так же, как и азимутов. Для перехода от азимутов на эллипсоиде к дирекционным углам на плоскости пользуются сближением меридианов  $\gamma$ . Как следует из рисунка 1.27, связь между истинными азимутами и дирекционными углами выражается формулой

$$\alpha = A_u - \gamma. \quad (1.9)$$

При пользовании формулой надо знать, что сближение меридианов точек, расположенных к востоку от осевого меридиана, имеет знак плюс, а к западу - знак минус.

Прямой и обратный дирекционные углы одной и той же линии отличаются на  $180^0$  (рисунок 1.27)

$$\alpha' = \alpha + 180^0. \quad (1.10)$$

На основании формул (1.7) и (1.9), связь между дирекционными углами и магнитными азимутами запишется выражением

$$\alpha = A_m - (\gamma - \delta) = A_m - \gamma \pm \delta. \quad (1.11)$$

Для всех точек, лежащих на осевом меридиане, сближение меридианов  $\gamma$  равно нулю. Оно увеличивается с удалением точки от осевого меридиана и может быть определено формулой

$$\gamma = l \sin B, \quad (1.12)$$

где  $B$  - геодезическая широта данной точки;

$l$  - разность долгот данной точки и осевого меридиана,  $l = L - L_0$ .

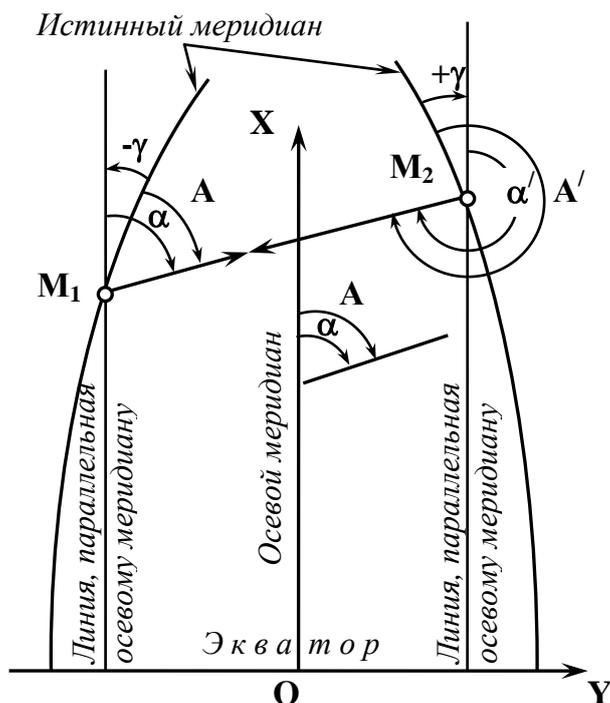


Рисунок 1.27 - Связь между азимутами и дирекционными углами

## 1.12. Прямая и обратная геодезические задачи

При вычислительной обработке результатов полевых измерений, передаче координаты одной точки на другую, проектировании участков и объектов, перед переносом проекта в натуру и проч. возникает необходимость решать задачи на плоскости в проекции Гаусса. В практике геодезических вычислений наиболее часто встречаются решения прямой и обратной геодезических задач путем использования достаточно простых соотношений между координатами двух точек на плоскости, расстояниями и направлениями линий, соединяющих эти точки.

### 1.12.1. Прямая геодезическая задача

*Прямой геодезической задачей* называется способ определения координат какой-либо точки по известным координатам другой точки, дирекционному углу и расстоянию между ними.

Дано: Координаты начальной точки  $A (X_A; Y_A)$ , измеренное расстояние  $D$  между точками  $A$  и  $B$ , дирекционный угол  $\alpha$  линии  $AB$  (рисунок 1.28).

Необходимо найти: Координаты точки  $B (X_B; Y_B)$ .

Решение: Через точки  $A$  и  $B$  проведем линии, параллельные осям координат. Из образовавшихся построений искомые координаты точки  $B$  выразятся

$$\left. \begin{aligned} X_B &= X_A + AC \\ Y_B &= Y_A + CB \end{aligned} \right\}. \quad (1.13)$$

Следовательно, решение задачи сводится к отысканию значений отрезков  $AC$  и  $CB$ , которые являются катетами прямоугольного треугольника  $ABC$  и равны проекциям линии  $AB$  на оси координат.

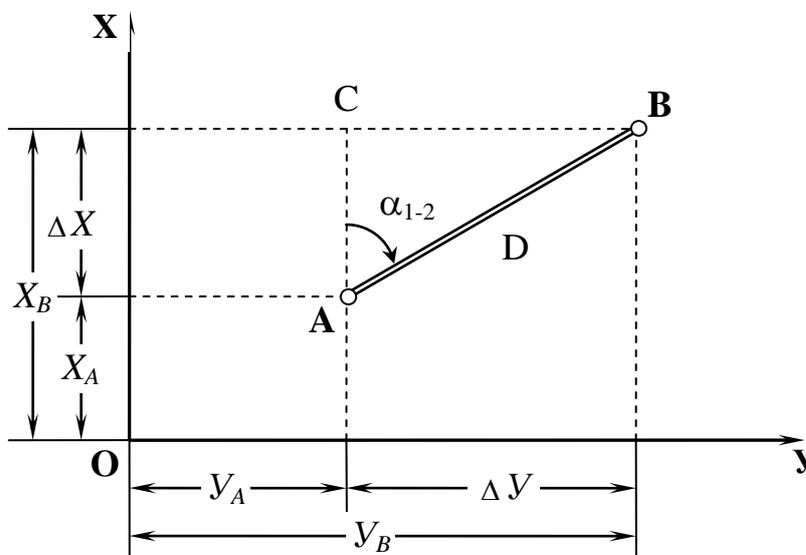


Рисунок 1.28 - Прямая и обратная геодезические задачи

Обозначим проекции горизонтального проложения  $D$  (линия  $AB$ ) на оси  $X$  и  $Y$  соответственно  $\Delta X = AC$  и  $\Delta Y = CB$ , которые называются приращениями координат.

Из соотношений прямоугольного треугольника  $ABC$  значения приращений координат будут

$$\left. \begin{aligned} \Delta X &= D \cdot \cos \alpha \\ \Delta Y &= D \cdot \sin \alpha \end{aligned} \right\}. \quad (1.14)$$

Приращения координат  $\Delta X$  и  $\Delta Y$  могут быть положительными и отрицательными. Знак приращения определяется значением дирекционного угла линии  $AB$  и зависит от знаков  $\cos \alpha$  и  $\sin \alpha$ . Для различных значений углов  $\alpha$  знаки приращений координат представлены в таблице 1.3.

Таблица 1.3 - Знаки приращений координат

Приращения координат	Четверть окружности, в которую направлена линия			
	I - СВ	II - ЮВ	III - ЮЗ	IV - СЗ
$\Delta X$	+	-	-	+
$\Delta Y$	+	+	-	-

При помощи румба приращения координат вычисляются по формулам

$$\left. \begin{aligned} \Delta X &= D \cdot \cos r \\ \Delta Y &= D \cdot \sin r \end{aligned} \right\}. \quad (1.15)$$

Знак приращения в формулах (2.3) зависит от названия румба.

На основании формул (1.13) и (1.14 или 1.15), искомые координаты точки будут

$$\left. \begin{aligned} X_B &= X_A + \Delta X \\ Y_B &= Y_A + \Delta Y \end{aligned} \right\}. \quad (1.16)$$

В соответствии с формулой (1.16) можно найти координаты любого числа точек по правилу: *координата последующей точки равна координате предыдущей точки плюс соответствующее приращение.*

### 1.12.2. Обратная геодезическая задача

**Обратной геодезической задачей** называется способ определения дирекционного угла и расстояния между двумя точками по известным их координатам.

Дано: Координаты точек  $A$  и  $B$  ( $X_A; Y_A$  и  $X_B; Y_B$ ) (рисунок 1.28).

Необходимо найти: Расстояние  $D$  между точками  $A$  и  $B$ , дирекционный угол  $\alpha$  линии  $AB$ .

Решение: Искомые величины находят из соотношений прямоугольного треугольника  $ABC$  по формулам

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &= \frac{\Delta Y}{\Delta X} = \frac{Y_s - Y_a}{X_s - X_a} \\ D &= \frac{\Delta X}{\cos \alpha} = \frac{\Delta Y}{\sin \alpha} = \sqrt{(\Delta X)^2 + (\Delta Y)^2} \end{aligned} \right\} . \quad (1.17)$$

По величине  $\operatorname{tg} \alpha$  с помощью тригонометрических таблиц определяется значение только острого угла  $r$  - *румба линии*, который по величине меньше или равный  $90^\circ$ , отсчитывается от оси абсцисс и совпадает с дирекционным углом  $\alpha$  только в первой четверти.

Дирекционный угол, как известно, изменяется от  $0$  до  $360^\circ$ . При переходе от румбов к дирекционным углам необходимо учитывать знаки приращений координат, которые определяют четверть нахождения искомого направления (таблица 1.4).

Таблица 1.4 - Формулы перехода от румба к дирекционному углу с учетом знака приращения координат

Четверть круга	Знак приращения		Формулы перехода от румба к дирекционному углу
	$\Delta X$	$\Delta Y$	
I	+	+	$\alpha = r$
II	-	+	$\alpha = 180^\circ - r$
III	-	-	$\alpha = 180^\circ + r$
IV	+	-	$\alpha = 360^\circ - r$

### 1.13. Элементы геодезических измерений

При проецировании земной поверхности на горизонтальную плоскость, а также при решении многих задач инженерно-геодезического обеспечения строительства необходимо знать взаимное расположение точек плоскости. С этой целью на физической поверхности Земли производится ряд измерений.

Геодезические измерения бывают:

- *линейными*, в результате которых на местности определяются расстояния между заданными точками;
- *угловыми*, определяющими значение горизонтальных и вертикальных углов на земной поверхности в данных вершинах между направлениями на некоторые заданные точки;
- *высотными*, в результате которых определяются разности высот отдельных точек, т.е. разность расстояний по нормали от принятой отсчетной поверхности до данных точек.

В Российской Федерации для линейных и высотных измерений в качестве единицы измерения принят *метр*, равный  $1 \text{ м} = 10^2 \text{ см}$ . Для угловых измерений используется окружность и ее доли: *градус*, равный  $1/360$  градусов окружности; *минута*, равная  $1/60$  градуса; *секунда*, равная  $1/60$  минуты.

Рассмотрим линейные, угловые и высотные измерения.

Пусть на местности имеются три точки  $A$ ,  $B$  и  $C$  (рисунок 1.29), расположенные на разных высотах. Их взаимное расположение можно характеризовать направлениями линий, соединяющих эти точки, путем измерения *углов* и *наклонных расстояний*.

Спроецируем точки  $B$  и  $C$  на горизонтальную плоскость  $H$ , проходящую через точку  $A$  и перпендикулярную к отвесной линии в этой точке. Проведем вертикальные плоскости  $P_B$  и  $P_C$  через точки  $B$  и  $C$  и отвесную линию точки  $A$ . В пересечении вертикальных и горизонтальной плоскостей получатся линии  $Ab = d_B$  и  $Ac = d_C$ , называемые горизонтальными проложениями.

*Горизонтальное проложение  $d$*  - это проекция линии местности на горизонтальную плоскость.

В общем случае каждой линии (или каждому контуру) на физической поверхности Земли соответствует линия (или контур) на горизонтальной плоскости. При этом следует помнить, что измерение линий  $AB$  и  $AC$  производится по линиям пересечения вертикальных плоскостей  $P_B$  и  $P_C$  с земной поверхностью, а для получения планов и карт необходимы горизонтальные расстояния.

Горизонтальные проложения  $d_B$  и  $d_C$  образуют в горизонтальной плоскости  $H$  угол  $bAc$ , который есть не что иное, как мера двугранного угла, образованного вертикальными плоскостями  $P_B$  и  $P_C$ . Следовательно, измерение гори-

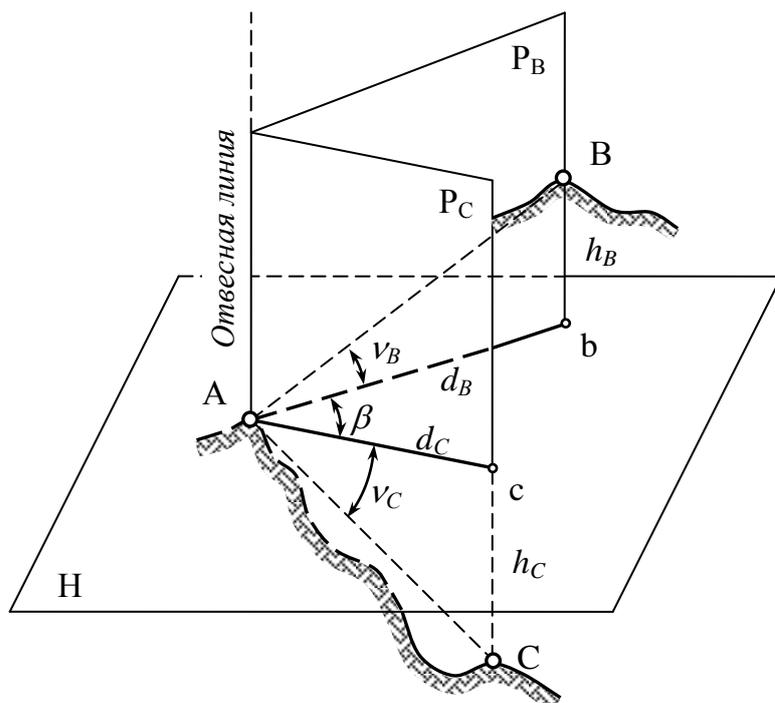


Рисунок 1.29 - Элементы геодезических измерений

горизонтальных углов между любыми направлениями на местности можно свести к измерению углов между проекциями этих направлений на горизонтальную плоскость.

**Горизонтальным углом  $\beta$**  называется угол, заключенный между горизонтальными проложениями линий местности.

Для получения представления о повышениях и понижениях земной поверхности необходимо знать углы наклона линий местности к горизонтальной плоскости, т. е. углы  $\nu_B$  и  $\nu_C$ , лежащие в вертикальных плоскостях между направлениями линий местности  $AB$  и  $AC$  и их проекциями  $Ab$  и  $Ac$  на горизонтальную плоскость.

**Углом наклона  $\nu$**  (вертикальным углом) называется угол, заключенный между линией местности и ее горизонтальным проложением.

Угол  $\nu_B$ , расположенный выше горизонтальной плоскости (выше точки  $A$ ), называется *положительным углом наклона* и имеет знак плюс, а угол  $\nu_C$ , расположенный ниже горизонтальной плоскости, называется *отрицательным углом наклона* и имеет знак минус.

Итак, когда говорят об измерениях на местности, то имеют в виду измерение *расстояний  $L$*  между точками, *горизонтальных углов  $\beta$*  и *углов наклона  $\nu$* . По измеренным расстояниям и углам наклона линий местности, используя соотношения в прямоугольных треугольниках  $ABb$  и  $ACc$ , определяют горизонтальные проложения и превышения одних точек над другими (рисунок 1.29).

Горизонтальные проложения  $d_B = Ab$  и  $d_C = Ac$  вычисляют по измеренным наклонным расстояниям  $L_B = AB$  и  $L_C = AC$  по формулам

$$\left. \begin{aligned} d_B &= L_B \cdot \cos \nu_B \\ d_C &= L_C \cdot \cos \nu_C \end{aligned} \right\} \quad (1.18)$$

Превышения точек местности  $h_B = Bb$  и  $h_C = Cc$  над горизонтальной плоскостью  $H$  (точек  $B$  и  $C$  над точкой  $A$ ) вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} h_B &= d_B \cdot \operatorname{tg} \nu_B = L_B \cdot \sin \nu_B \\ h_C &= d_C \cdot \operatorname{tg} \nu_C = L_C \cdot \sin \nu_C \end{aligned} \right\} \quad (1.19)$$

Рассмотренные элементы геодезических измерений для трех точек могут быть обобщены для любого количества точек.

Таким образом, изображение участков земной поверхности на плоскости основывается на измерениях линий, горизонтальных и вертикальных углов, вычислениях или измерениях превышений.

## 1.11. Контрольные вопросы по 1 разделу

1. Что такое физическая и уровенная поверхности Земли?
2. Обоснуйте понятие ортогональной проекции в геодезии.
3. Что называется географической широтой и долготой?
4. Что называется геодезической широтой и долготой?
5. Какие системы координат применяются в геодезии? Дайте характеристику каждой из них.
6. Что называется абсолютной и условной высотой точки на земной поверхности?
7. Что называется относительной высотой точки на земной поверхности?
8. Что называется отметкой точки на земной поверхности?
9. Что называется геодезической и ортометрической высотой точки на земной поверхности?
10. Назовите границы, при которых уровенную поверхность можно считать за плоскость при измерении расстояний.
11. Укажите границы, при которых уровенную поверхность можно считать за плоскость при измерении превышений.
12. Что называется планом?
13. Что называется картой?
14. Что называется профилем местности?
15. Что называется масштабом?
16. Что представляют собой численный, линейный и поперечный масштабы?
17. Построить линейный масштаб, если численный масштаб равен 1:200.
18. Определить цену наименьшего деления поперечного масштаба, если его основание равно 2 см, число делений на основании 10 и по высоте – 5, а численный масштаб 1:500.
19. Что называется ориентированием линии на местности?
20. Что называется азимутом линии?
21. В чем заключается разница между истинным и магнитным азимутами?
22. Что называется дирекционным углом и в каких пределах он изменяется?
23. Что называется румбом и в каких пределах он изменяется?
24. Что называется сближением меридианов?
25. Что называется склонением магнитной стрелки?
26. Как перейти от дирекционных углов к румбам и обратно?
27. Прямая геодезическая задача на плоскости.
28. Обратная геодезическая задача на плоскости.
29. Назовите элементы геодезических измерений.

## 2. ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ И ЛИНИЙ

### 2.1. Угломерные инструменты и угловые измерения

#### 2.1.1. Принципы измерения углов и схема устройства угломерного прибора

Измерения углов выполняют для определения взаимного положения точек в пространстве. Пусть на местности имеем вершину угла точку  $O$  и точки  $A$  и  $B$ , образующие угол  $AOB$  (рисунок 2.1).

Для измерения горизонтального угла  $\beta$  над его вершиной располагают градуированный круг, называемый лимбом. Центр круга совмещают с отвесной линией, проходящей через вершину угла  $O$ , а сам круг размещают в горизонтальной плоскости. Тогда угол  $\beta$  между радиусами  $oa$  и  $ob$  – сечениями круга вертикальными плоскостями  $N$  и  $P$  – будет равен горизонтальному углу между направлениями местности  $OA$  и  $OB$ .

Если деления на круге подписаны по ходу часовой стрелки, а отсчеты по градуированной окружности обозначить через  $a$  и  $b$ , то горизонтальный угол выразится

$$\beta = a - b . \quad (2.1)$$

Описанная геометрическая схема измерения горизонтального угла реализуется в угломерном инструменте, названном *теодолитом*.

*Теодолит* (рисунок 2.2) имеет металлический или стеклянный круг, называемый лимбом  $1$ , по скошенному краю которого нанесены деления от  $0$  до

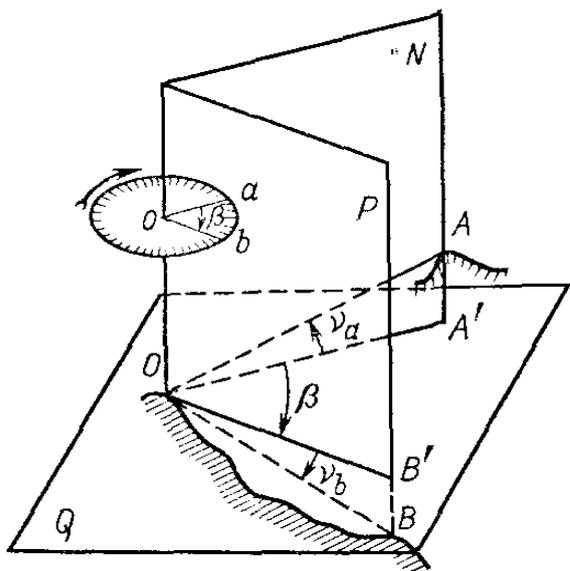


Рисунок 2.1 - Геометрическая схема измерения углов на местности

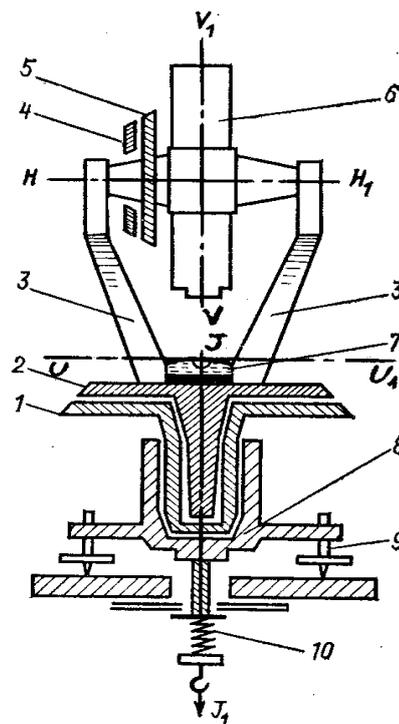


Рисунок 2.2 - Схема теодолита

$360^0$ . Счет делений идет по ходу часовой стрелки. Центр лимба устанавливается на отвесной линии, проходящей через вершину  $O$  (рисунок 2.1) измеряемого угла. На плоскость лимба проектируются стороны  $OA$  и  $OB$  измеряемого угла. При измерении угла лимб неподвижен и горизонтален.

Над лимбом помещена вращающаяся вокруг отвесной линии верхняя часть теодолита, содержащая алидаду 2 и зрительную трубу 6. При вращении зрительной трубы вокруг горизонтально устанавливаемой на подставках 3 оси  $H-H_1$  воспроизводятся вертикальные плоскости  $N$  и  $P$  (рисунок 2.1), называемые *коллимационными*. Оси лимба и алидады совпадают, причем ось  $I-I_1$  вращения алидады называется *основной* или *вертикальной осью* инструмента.

На алидаде имеется индекс, позволяющий фиксировать ее положение на шкале лимба и брать отсчет с помощью специального устройства - отсчетного приспособления. Для предохранения от повреждений лимб и алидада закрыты металлическим кожухом.

Основная ось теодолита  $I-I_1$  устанавливается в отвесное положение (а плоскость лимба при этом – в горизонтальное положение) по цилиндрическому уровню 7 при помощи трех подъемных винтов 9 подставки 8.

Зрительная труба может быть повернута на  $180^0$  вокруг своей оси вращения  $H-H_1$  (горизонтальной оси) или, как говорят, «переведена через зенит». На одном из концов оси вращения трубы укреплен вертикальный круг, лимб 5 которого наглухо скреплен со зрительной трубой и вращается вместе с ней, а алидада 4 неподвижна. Вертикальный круг выполнен аналогично горизонтальному и служит для измерения вертикальных углов (углов наклона).

Вертикальный круг может располагаться справа или слева от зрительной трубы, если смотреть со стороны окуляра. Первое положение называется «круг право» (КП), второе – «круг лево» (КЛ).

В комплект теодолита входят буссоль, штатив и отвес. *Буссоль* служит для измерения магнитных азимутов и румбов. *Штатив* представляет собой треногу с металлической головкой. Теодолит крепится к голове штатива с помощью станкового винта 10. *Отвес* служит для центрирования инструмента над точкой, т.е. для установления центра лимба над вершиной измеряемого угла. Вращающиеся части теодолита снабжены *зажимными винтами* для закрепления их в неподвижном состоянии и *микрометренными (наводящими) винтами* для медленного и плавного вращения при наведении на цель.

Для измерения горизонтального угла при неподвижном лимбе вращением алидады последовательно наводят зрительную трубу на точки  $A$  и  $B$  местности (рисунок 2.1). При этом коллимационная плоскость последовательно проходит через стороны  $OA$  и  $OB$  измеряемого угла, т.е. совмещается с плоскостями  $N$  и  $P$ . В обоих случаях с помощью отсчетного приспособления делаются отсчеты  $a$  и  $b$  по лимбу горизонтального круга. Разность отсчетов дает значение измеряемого угла  $\beta = a - b$ .

## 2.1.2. Устройство теодолита

Наряду с лимбами и алидадами горизонтального и вертикального кругов основными частями теодолита являются:

- зрительная труба;
- уровни;
- отсчетное устройство.

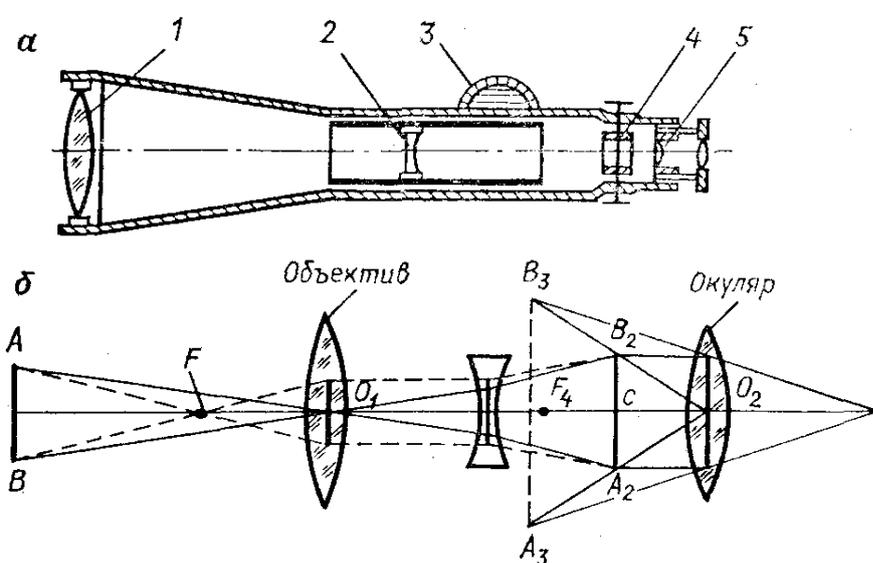
### Зрительная труба

В современных геодезических приборах применяют зрительные трубы с внутренней фокусировкой. Устройство и оптическая схема таких труб с ходом лучей в ней показаны на рисунке 2.3 а, б.

Зрительная труба состоит из объектива, окуляра и сетки нитей. При наведении трубы на предмет  $AB$  объектив  $1$  дает действительное обратное его изображение  $A_2B_2$ . Чтобы увеличить это изображение, в трубу вводят окуляр  $5$ . Он играет роль лупы и дает мнимое увеличенное изображение предмета  $A_3B_3$ . Между объективом и окуляром ставится двояковогнутая линза  $2$ , перемещаемая внутри трубы с помощью фокусирующего кольца  $3$ , называемого кремальерой. Перемещением линзы добиваются совмещения изображения предмета в трубе с плоскостью изображения сетки нитей  $4$ , которая представляет собой стеклянную пластину с нанесенными делениями. Различные системы сеток нитей, применяемых в современных геодезических приборах, показаны на рисунке 2.4.

*Линия, проходящая через оптический центр объектива и центр сетки нитей (пересечение вертикальной и средней горизонтальной нитей), называется визирной осью трубы.*

*Прямую, соединяющую оптические центры объектива и окуляра, называют оптической осью трубы.*



а – устройство трубы; б – ход лучей

Рисунок 2.3 - Зрительная труба с внутренним фокусированием

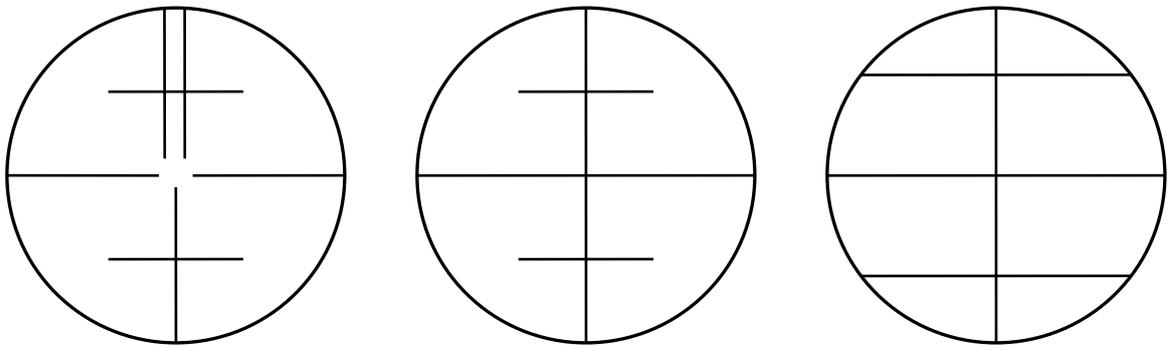


Рисунок 2.4 - Сетки нитей геодезических инструментов

Зрительные трубы характеризуются увеличением, полем зрения и точностью визирования.

**Увеличением трубы  $\nu$**  называется отношение угла  $\beta$ , под которым видно изображение предмета  $A'B'$  в трубу, к углу  $\alpha$ , под которым виден предмет  $AB$  невооруженным глазом (рисунок 2.5 а)

$$\nu = \frac{\beta}{\alpha} . \quad (2.2)$$

Практически увеличение трубы принимается равным отношению фокусного расстояния объектива (объектив плюс фокусирующая линза) к фокусному расстоянию окуляра:

$$\nu = \frac{f_{об}}{f_{ок}} . \quad (2.3)$$

Трубы геодезических приборов имеют увеличение от 15 до 60<sup>x</sup>.

**Полем зрения трубы** называется пространство, видимое в трубу при неподвижном ее положении и измеряемое углом  $\varphi$ , вершина которого находится в оптическом центре объектива, а стороны опираются на диаметр  $ab$  сеточной диафрагмы (рисунок 2.5 б).

$$\varphi = \frac{38,2^\circ}{\nu} , \quad (2.4)$$

где  $\nu$  - увеличение зрительной трубы.

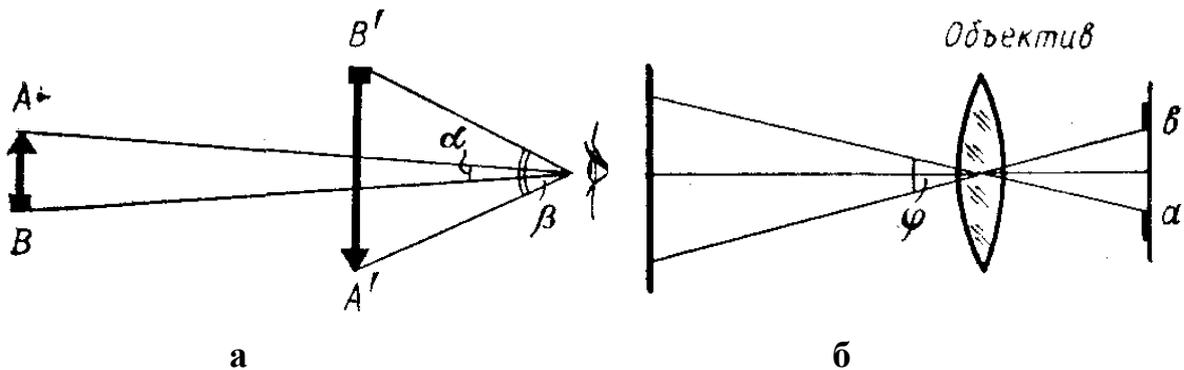


Рисунок 2.5 - Увеличение (а) и поле зрения (б) зрительной трубы

**Точностью визирования трубы  $m_v$** , называется отношение разрешающей способности глаза человека к увеличению трубы  $v$ .

Под разрешающей способностью глаза человека понимается предельно малый угол, равный одной минуте дуги, при котором две точки еще воспринимаются раздельно. Поэтому и погрешность визирования невооруженным глазом принимается  $60''$ .

$$m_v = \frac{60''}{v}, \quad (2.5)$$

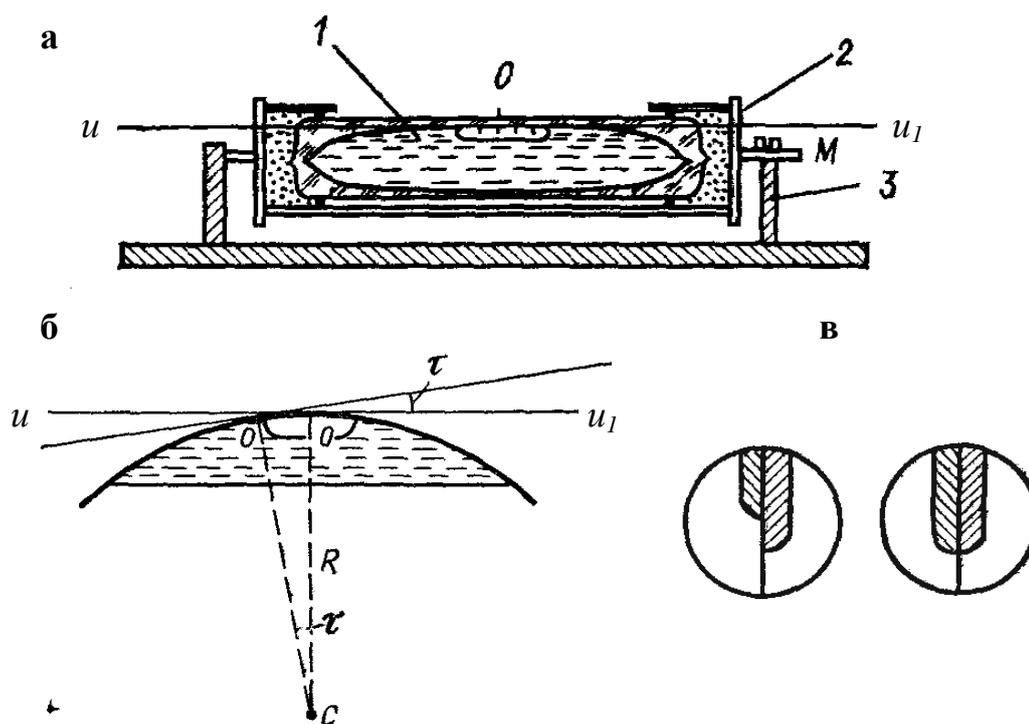
где  $v$  - увеличение зрительной трубы.

Для приведения плоскостей и осей теодолита в горизонтальное (вертикальное) положение применяются цилиндрические и круглые уровни.

### Уровни

**Цилиндрический уровень** (рисунок 2.6 а) состоит из ампулы 1, металлической оправы 2 и регулировочных винтов 3.

Ампула представляет собой стеклянную трубку, верхняя внутренняя поверхность которой отшлифована по дуге определенного радиуса. Радиус кривизны в зависимости от назначения уровня бывает от 3,5 до 200 м. По наружной поверхности трубки через 2 мм нанесены штрихи. Середина шкалы называется *нуль-пунктом* уровня, а касательная  $uu_1$  к внутренней поверхности уровня в нуль-пункте - *осью уровня*. Стеклянная трубка заполняется нагретым до



а – устройство; б – цена деления; в - изображение концов контактного уровня

Рисунок 2.6 - Цилиндрический уровень

+60<sup>0</sup>С спиртом или эфиром и запаивается. После охлаждения жидкость сжимается и в трубке образуется небольшое пространство, заполненное парами спирта или эфира, которое называется *пузырьком уровня*. Пузырек уровня всегда стремится занять наивысшее положение, поэтому, когда он расположится симметрично относительно нуль-пункта, ось уровня займет горизонтальное положение. Это свойство и используется для приведения частей прибора в горизонтальное положение.

Ампула уровня вставляется в металлическую оправу, которая с помощью регулировочных винтов крепится к теодолиту.

Уровни различаются ценой деления, чувствительностью и конструкцией.

**Ценой деления уровня  $\tau$**  называется угол, на который наклонится ось уровня при смещении пузырька на одно деление.

В соответствии с рисунком 2.6 б цена деления  $\tau$  определится

$$\frac{l}{2\pi R} = \frac{\tau}{360^0},$$

где  $l$  - длина дуги;

$R$  – радиус дуги внутренней поверхности ампулы.

Из полученного равенства следует

$$\tau = \frac{l \cdot 360^0}{2\pi R}.$$

Обозначив  $\rho = \frac{360^0}{2\pi}$ , получим

$$\tau = \frac{l}{R} \cdot \rho. \quad (2.6)$$

Линейная величина одного деления уровня  $l$  постоянна, поэтому его цена зависит от радиуса  $R$  дуги внутренней поверхности ампулы. Чем больше радиус, тем цена деления уровня меньше и тем уровень чувствительнее, и наоборот.

**Чувствительностью уровня  $\eta$**  называется линейное перемещение пузырька уровня, соответствующее единице угла наклона оси уровня.

$$\eta = c \cdot \frac{dl}{di}, \quad (2.7)$$

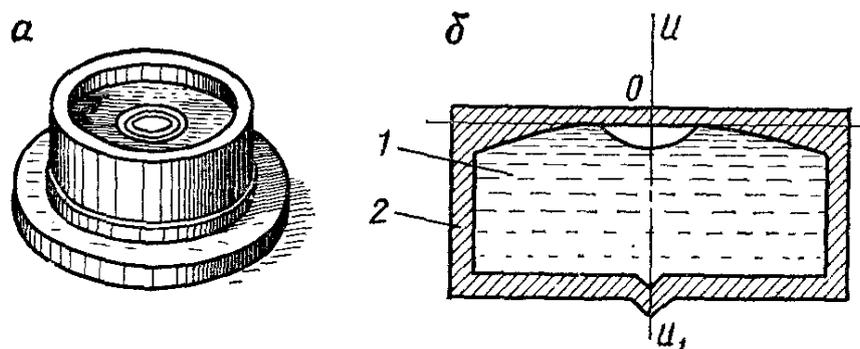
где  $di$  - изменение угла наклона оси уровня;

$dl$  - перемещение пузырька, соответствующее  $di$ ;

$c$  - коэффициент пропорциональности.

В технических теодолитах и теодолитах средней точности цена деления уровней колеблется в пределах 45-60".

Для большего удобства в работе и повышения точности установки пузырька в нуль-пункт применяются *контактные уровни* (рисунок 2.6 в). Над уровнем устанавливается система призм, с помощью которой изображение концов пузырька передается в поле зрения наблюдателя. Уровень будет находиться в нуль-пункте, когда изображения его концов совместятся.



а – общий вид; б – устройство

Рисунок 2.7 - Круглый уровень

Для предварительной установки прибора, а также в случае, когда не требуется большой точности установки, применяются круглые уровни, имеющие малую чувствительность (цена деления  $3 \dots 5'$ ).

**Круглый уровень** состоит из круглой коробки 2 и стеклянной ампулы 1, имеющей сферическую форму и отшлифованную по внутренней поверхности (рисунок 2.7).

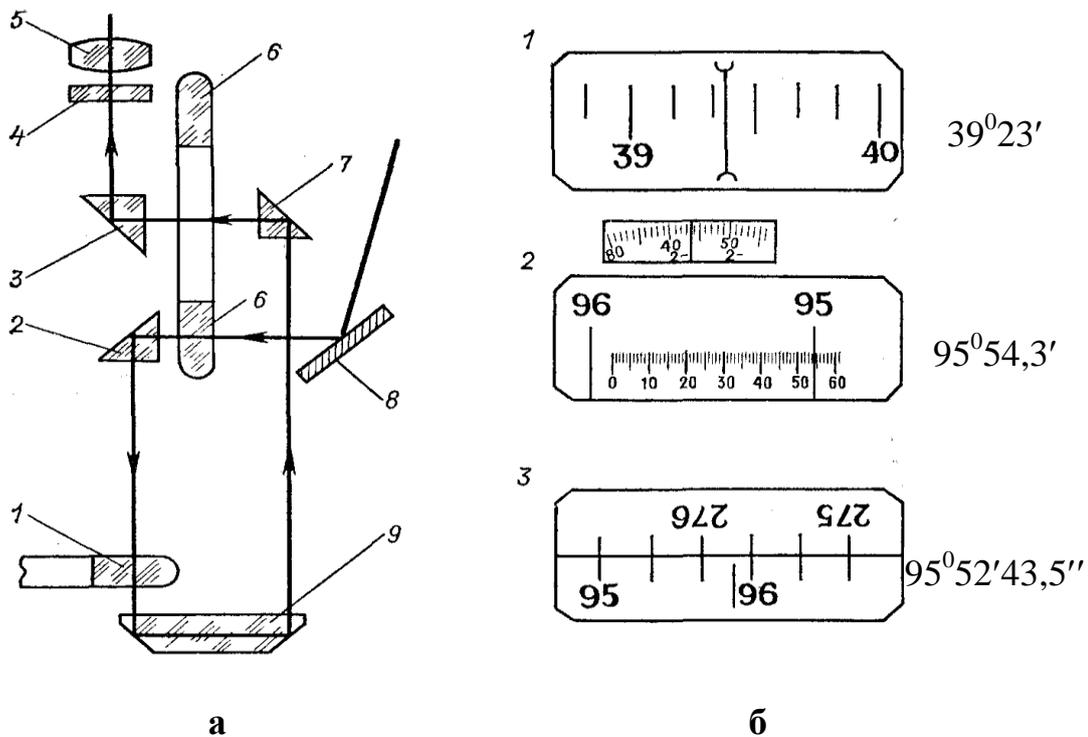
За нуль-пункт круглого уровня принимается центр окружности, выгравированной в середине ампулы. Осью круглого уровня является нормаль  $uu_1$ , проходящая через нуль-пункт. Круглые уровни имеют малую чувствительность.

### Отсчетные устройства

Отсчетные устройства служат для оценки долей деления лимба. В современных оптических теодолитах в качестве отсчетных устройств используются штриховые и шкаловые микроскопы, микроскопы-микрометры и оптические микрометры, основанные на свойстве прозрачной плоскопараллельной пластинки смещать проходящие через нее лучи света.

Теодолиты имеют прозрачные лимбы, что позволяет применять оптические отсчетные устройства (рисунок 2.8 а). Луч света, отражаясь от зеркала подсветки 8, проходит через лимб вертикального круга б и попадает на призму 2. Посеребренная поверхность отражает луч и направляет его на лимб горизонтального круга 1. После двукратного отражения в призме 9 он проходит через призмы 7 и 3 и попадает на плоскопараллельную пластину 4. Изображение штрихов лимба горизонтального круга на пластине рассматривают через окуляр 5 отсчетного микроскопа.

На рисунке 2.8 б показаны поля зрения отсчетных микроскопов современных теодолитов.



а – оптическая схема; б – поле зрения микроскопа:  
 1 – штрихового, 2 – шкалового, 3 – оптического

Рисунок 2.8 - Отсчетное устройство теодолита

### 2.1.3. Классификация теодолитов

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

**По точности** теодолиты характеризуются средней квадратической погрешностью однократного (одним приемом) измерения угла в лабораторных условиях. Шифр теодолита содержит заглавную букву «Т» и цифры, соответствующие величине средней квадратической погрешности измерения угла. Например, шифр теодолита, позволяющего измерить угол одним приемом с инструментальной погрешностью  $\pm 30''$ , записывается как Т30.

По точности измерения углов теодолиты подразделяются на *высокоточные* (Т05, Т1), со средней квадратической погрешностью измерения угла одним приемом до  $1''$ , *точные* (Т2, Т5) – от  $2''$  до  $5''$  и *технические* (Т15, Т30, Т60) – от  $15''$  до  $60''$ .

**По конструкции** теодолиты делятся на повторительные и простые.

У *повторительных* теодолитов лимб и алидада имеют независимое и совместное вращение. Это дает возможность производить измерения угла пу-

тем последовательного его откладывания  $n$  раз на лимбе. Лимб повторительного теодолита имеет закрепительный и наводящий винты.

У *простых* теодолитов лимб может поворачиваться, но совместного с алидадами вращения не имеет.

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

**По назначению** выделяют теодолиты геодезические и маркшейдерские.

Теодолиты в *геодезическом исполнении* предназначены для создания геодезических сетей, производства топографических съемок местности, геодезического обеспечения строительно-монтажных работ и мониторинга геометрии сооружений.

Теодолиты в *маркшейдерском исполнении* предназначены для строительства подземных сооружений. В этом случае в шифре их обозначения дополняется буква «М», например Т30М. Маркшейдерские теодолиты приспособлены для работы в шахтах и тоннелях. Для этого они имеют электрическую подсветку отсчетного микроскопа во взрывобезопасном исполнении. Также предусмотрена повышенная защита от пыли, а сама конструкция теодолита обеспечивает работу на консолях без штатива и в перевернутом положении.

Теодолит, имеющий вертикальный круг, устройство для измерения расстояния (дальномер) и буссоль, называется *теодолитом-тахеометром*. Выпускаемые в настоящее время технические теодолиты являются теодолитами-тахеометрами.

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

Основные технические характеристики оптических теодолитов разной точности приведены в таблице 2.1.

**Высокоточные теодолиты** Т05 и Т1 предназначаются для развития государственных геодезических сетей, построения специальных геодезических сетей, как основы для точных разбивочных работ и изучения деформаций сооружений, а также используются при установке и монтаже специального оборудования.

**Точные теодолиты** Т2 и Т5 предназначаются для измерения горизонтальных и вертикальных углов в геодезических сетях сгущения - триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов, а также для астрономо-геодезических измерений в сетях. Они могут быть использованы также при строительстве сооружений и изучении их деформаций.

**Технические теодолиты** Т15 и Т30 предназначаются для измерения горизонтальных и вертикальных углов и расстояний нитяным дальномером, определения магнитных азимутов по буссоли. Они применяются при проложении теодолитных и тахеометрических ходов, плановых и высотных съемках, рекогносцировочных и исследовательских работах.

Таблица 2.1 - Технические характеристики отечественных теодолитов

Наименование основных характеристик	Типы теодолитов					
	высокоточные		точные		технические	
	T05	T1	T2	T5	T15	T30
Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом, с.						
- горизонтального круга	±0,5	±1,0	±2,0	±5,0	±15,0	±30,0
- вертикального круга	±1,0	±1,5	±3,0	±12,0	±25,0	±45,0
Длина зрительной трубы, мм	390	300	185	185	150	140
Угол поля зрения объектива зрительной трубы, градус	0,7	1	1,5	1,5	1,5	2
Увеличение зрительной трубы, крат	35	30...40	25	25	25	18
Коэффициент нитяного дальномера	--	--	100	100	100	100
Наименьшее расстояние визирования, м	5	5	2	2	1,5	1,2
Диаметр кругов, мм						
- горизонтального круга	200	140	100	100	80	72
- вертикального круга	130	90	72	72	72	72
Цена деления ампулы уровня на 2 мм, с. при алидаде:						
- горизонтального круга	10	10	10	30	45	45
- вертикального круга	--	10	15	15	--	--
Масса теодолита, кг	22,0	11,0	5	4,5	3,5	2,5

Современные теодолиты часто выпускают с компенсаторами, заменяющими цилиндрический уровень при вертикальном круге. В этом случае в обозначении шифра теодолита добавляется буква «К», например Т5К, Т15К.

Если оптика зрительной трубы прибора обеспечивает прямое изображение, то в шифр прибора добавляют букву «П», например Т15КП.

Для автоматизации процесса измерения углов выпускают электронные теодолиты. Тогда в их шифре добавляется буква «Э», например Т5Э. Электронные теодолиты, наряду со своим прямым предназначением измерять горизонтальные и вертикальные углы, позволяют выполнять геометрическое нивелирование при помощи датчика наклона.

При производстве усовершенствованных конструкций приборов в шифре базовой модели добавляют соответствующую цифру, означающую порядок модернизации прибора, например 2Т5К, 2Т5Э, 2Т30П, 4Т30П.

Марки отечественных теодолитов, выпускаемых Уральским оптико-механическим заводом, представлены на рисунке 2.9.



Рисунок 2.9 – Отечественные теодолиты, выпускаемые Уральским оптико-механическим заводом

#### 2.1.4. Поверки и юстировки теодолитов

Принципы измерения углов справедливы для теодолита, реальная конструкция которого точно воспроизводит теоретическую схему построения. В этом случае для получения точного значения горизонтального или вертикального угла достаточно снять отсчеты по соответствующим кругам при наведении зрительной трубы на наблюдаемые предметы.

В действительности конструкция теодолита отличается от теоретической схемы построения. Это отличие может быть вызвано двумя причинами:

- неточностью изготовления и сборки теодолитов и их частей;
- неправильным взаимным расположением отдельных частей и осей прибора, вызывающих несоответствие геометрической схемы теодолитов.

Поэтому всем угловым измерениям в реальных условиях присущи погрешности.

Конструктивными погрешностями теодолитов являются такие, как неточность нанесения штрихов на лимбе, отклонение формы внутренней поверхности ампулы уровня от сферической, недостаточное качество изготовления оптики зрительной трубы, несовпадение центров лимба и алидады, плохая работа зажимных и наводящих винтов и т.д.

Помимо конструктивных погрешностей теодолитов на точность угловых измерений влияют и другие факторы, такие как условия внешней среды, несовершенство человеческого глаза и т.д. Исходя из этого, измерения строят таким образом, чтобы уничтожить или свести к минимуму влияние всевозможных погрешностей на точность угловых измерений.

Достигается это двумя путями. Во-первых, выполнением поверок и, при необходимости, юстировок теодолитов. А во-вторых, применением соответствующей методики угловых измерений.

***Поверкой** называют действия, связанные с проверкой инструмента на предмет соответствия предъявленным требованиям.*

***Юстировкой** называют действия, связанные с исправлением обнаруженных нарушений геометрических условий.*

Для оценки качества теодолитов на различных этапах их выпуска и эксплуатации устанавливаются следующие виды испытаний и поверок:

- государственные приемочные испытания;
- государственные контрольные испытания;
- типовые периодические испытания предприятия-изготовителя;
- поверки при выпуске из производства или после ремонта;
- поверки в эксплуатации.

Кроме того, проводятся испытания и поверки, являющиеся составной частью технологического процесса топографо-геодезического производства.

Ниже будут рассмотрены поверки, которые вытекают из принципиальной схемы измерения углов.

### Геометрические условия теодолита

Основные геометрические условия, которые должны быть соблюдены в теодолите, обусловлены принципиальной схемой измерения горизонтального угла и заключаются в следующем (рисунок 2.10):

- вертикальная ось инструмента  $JJ_1$  должна быть отвесна;
- ось вращения зрительной трубы  $HH_1$  должна быть горизонтальна;
- коллимационная плоскость, образуемая визирной осью зрительной трубы  $VV_1$ , должна совпадать с вертикальной осью прибора  $JJ_1$  и быть перпендикулярной к оси вращения трубы  $HH_1$ .

### Поверки и юстировки теодолита

Для соблюдения геометрических условий в теодолите выполняют следующие полевые поверки.

**Поверка № 1** – поверка цилиндрического уровня.

***Условие поверки:** Ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна к вертикальной оси теодолита.*

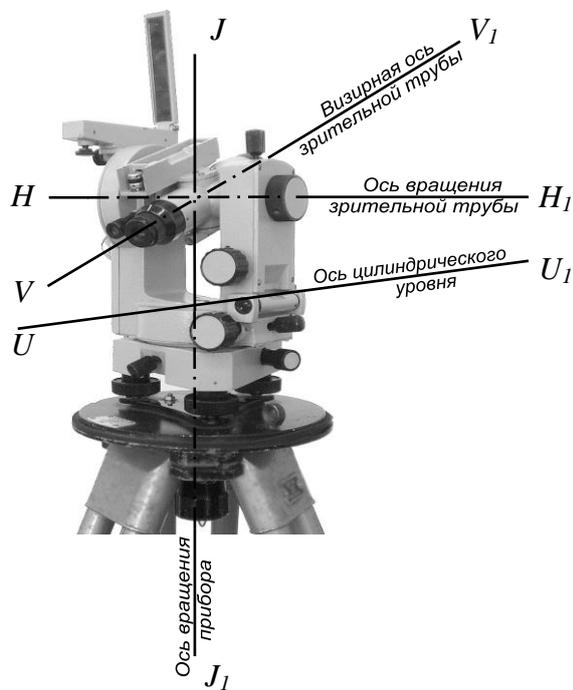


Рисунок 2.10 – Геометрические условия теодолита

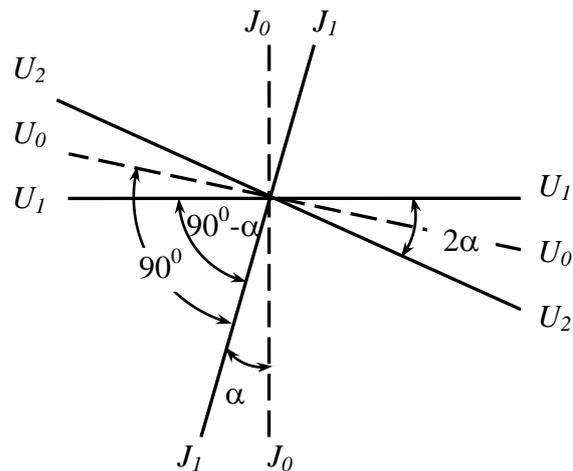


Рисунок 2.11 – Проверка цилиндрического уровня

Если это требование не выполнено, то после приведения оси цилиндрического уровня  $U_1U_1$  в горизонтальное положение с помощью подъемных винтов теодолита ось вращения прибора  $JJ_1$  будет располагаться наклонно (рисунок 2.11).

После поворота алидады на  $180^\circ$  ось уровня займет новое положение  $U_2U_2$ , которое составит с начальным положением угол, равный  $2\alpha$ . Чтобы установить ось уровня в положение, перпендикулярное к оси вращения теодолита, надо изменить наклон оси уровня из положения  $U_2U_2$  на угол  $\alpha$ , т.е. привести ось в положение  $U_0U_0$ . Величина измерения наклона оценивается перемещением пузырька уровня.

Следовательно, для регулировки необходимо исправительными винтами уровня изменить наклон оси уровня на половину отклонения пузырька от нуля-пункта. На вторую половину дуги отклонения пузырек уровня перемещают при помощи подъемных винтов, по направлению которых он стоит. Эти действия повторяются до тех пор, пока пузырек уровня при повороте алидады на  $180^\circ$  не отклонится от середины на величину не более 0,5 деления уровня.

В отвесное положение вертикальную ось теодолита приводят следующим образом:

- установить уровень по направлению двух подъемных винтов и, воздействуя на них, привести пузырек в нуля-пункт;
- повернуть алидаду на  $90^\circ$  и с помощью третьего подъемного винта снова привести пузырек в нуля-пункт. Такие действия повторяют до тех пор, пока пузырек не уйдет от середины не более, чем на одно деление.

**Поверка № 2** – поверка коллимационной погрешности.

**Условие поверки:** Визирная ось зрительной трубы (прямая, соединяющая оптический центр объектива с центром сетки нитей) должна быть перпендикулярна к горизонтальной оси вращения трубы (поверка коллимационной погрешности).

Если данное требование нарушено, то между визирной и горизонтальной осями зрительной трубы образуется угол  $C$ , называемый коллимационной погрешностью (рисунок 2.12).

Для поверки данного условия наводят трубу на удаленную точку  $M$ , находящуюся примерно на уровне с трубой, и производят отсчет КЛ при «круге лево», при этом визирная ось займет положение  $V_1V_1$ . После перевода трубы через зенит и наведения ее на ту же точку визирная ось займет новое положение  $V_2V_2$ , производят отсчет КП при «круге право». Разность полученных отсчетов дает коллимационную погрешность

$$КЛ - КП \pm 180^0 = 2C. \quad (2.8)$$

Из рисунка 2.12 видно, что правильный отсчет  $N$  соответственно при «круге лево» и «круге право», соответствующий перпендикулярному положению визирной оси трубы будет равен

$$N = КП + C, \quad (2.9)$$

$$N = КЛ - C + 180^0. \quad (2.10)$$

Из сравнения выражений (2.9) и (2.10) следует, что коллимационная погрешность влияет на отсчеты по лимбу горизонтального круга при разных положениях вертикального круга с различными знаками. Следовательно, правильный отсчет  $N$  будет равен

$$N = \frac{КП + КЛ \pm 180^0}{2}, \quad (2.11)$$

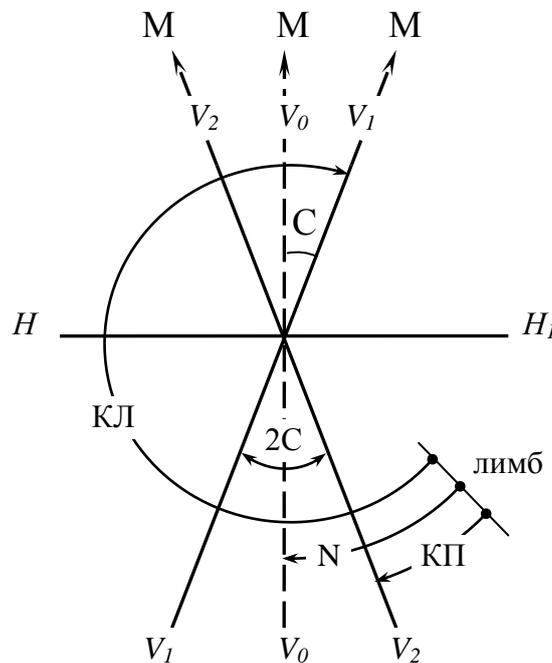


Рисунок 2.12 – Поверка коллимационной погрешности

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

В соответствии с формулами (1.2) и (1.3) величина коллимационной погрешности выразится

$$C = \frac{KL - KP \pm 180^0}{2} . \quad (2.12)$$

Если величина  $C$  превышает установленный допуск, то необходимо произвести **юстировку**, порядок выполнения которой следующий:

- вычислить правильный отсчет  $N$  по одной из формул (2.9) или (2.10);
- установить на лимбе горизонтального круга вычисленный отсчет  $N$ , при этом центр сетки нитей сместится с наблюдаемой точки;
- воздействуя на горизонтальные исправительные винты сетки нитей, передвинуть ее до совмещения центра сетки с изображением точки.

Поверку следует повторять до тех пор, пока коллимационная погрешность не станет меньше допустимой. Величина коллимационной погрешности зависит от наклона  $v$  визирной линии к горизонту и составляет  $C/\cos v$ .

Методика выполнения данной поверки относится к теодолитам, у которых отсчет выполняется по диаметрально противоположным штрихам лимба. У теодолитов с односторонней системой отсчета поверка выполняется дважды с перестановкой лимба на  $180^0$ .

**Поверка № 3** – поверка неравенства подставок.

**Условие поверки:** Горизонтальная ось вращения трубы должна быть перпендикулярна к вертикальной оси инструмента.

Теодолит устанавливают в 30-40 м от стены какого-либо здания и, приведя лимб в горизонтальное положение, центр сетки нитей наводят на некоторую высоко расположенную точку  $M$  стены (рисунок 2.13).

При закрепленной алидаде наклоняют трубу до примерно горизонтального положения ее визирной оси и отмечают карандашом на стене точку  $m_1$ , в которую проецируется центр сетки нитей. Далее переводят трубу через зенит, укрепляют алидаду и при втором положении трубы снова наводят центр сетки нитей на точку  $M$  и далее аналогично намечают точку  $m_2$ .

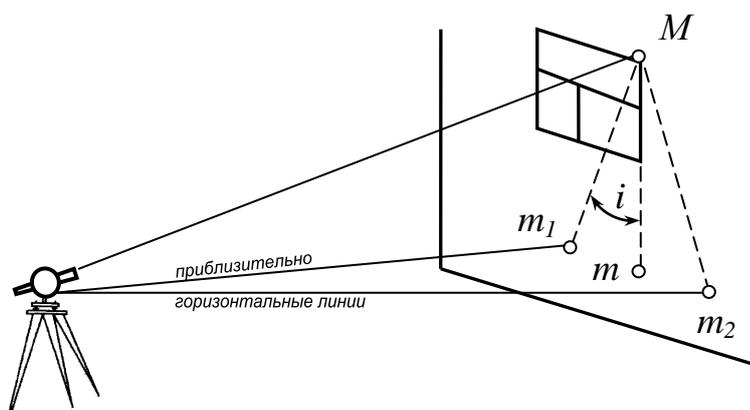


Рисунок 2.13 - Поверка неравенства подставок

При совпадении точек  $m_1$  и  $m_2$  условие поверки выполнено. В противном случае ось вращения трубы не перпендикулярна к основной оси инструмента и образует угол  $i$ . Эта погрешность называется неравенством подставок, на которых располагается зрительная труба.

Угол  $i$  в радианной мере можно вычислить по формуле

$$i \approx \frac{m_1 m_2}{2Mm}, \quad (2.13)$$

где  $m_1 m_2$  – отрезок, измеряемый миллиметровой линейкой, мм;

$Mm$  – расстояние, измеряемое приблизительно, либо рулеткой, рейкой.

Если  $m_1 m_2 = 1$  мм,  $Mm = 3,6$  м, то угол  $i$  в градусной мере не будет превышать  $0',5$ . Среднее из отсчетов по лимбу, взятых после наведения на точку  $M$  при двух положениях трубы (КП и КЛ), свободно от влияния данной погрешности. В современных конструкциях инструментов подставки трубы не имеют исправительных винтов, поэтому погрешность может быть устранена только в заводских условиях или в мастерских. При наличии исправительных винтов при подставках погрешность устраняется с помощью этих винтов.

**Поверка № 4** – поверка сетки нитей.

**Условие поверки:** *Сетка нитей должна быть установлена без перекоса, т.е. горизонтальная нить сетки должна быть строго горизонтальной, а вертикальная нить - вертикальной.*

Поверку можно выполнить двумя способами – по отвесу или наведением на точку.

При использовании *отвеса* работают с вертикальной нитью сетки зрительной трубы. Для этого в защищенном от ветра месте на тонком шнуре подвешивают отвес. В 25-30 м от отвеса устанавливают теодолит в рабочее положение и совмещают один из концов вертикальной нити со шнуром отвеса. Если другой конец нити совпадает со шнуром отвеса или отходит не более 0,5 мм, то условие считается выполненным. В противном случае требуется юстировка.

При *наведении на точку* работают с горизонтальной нитью сетки зрительной трубы. После установки теодолита наводят левый или правый конец горизонтальной нити на какую-либо неподвижную точку, например шляпку гвоздя, расположенную на расстоянии 25-30 м от прибора. Затем плавно поворачивают прибор вокруг своей оси, т.е. перемещают нить в горизонтальной плоскости – точка скользит по горизонтальной нити. Условие выполнено, если нить не сходит с изображения точки. В противном случае требуется юстировка.

Порядок *юстировки* следующий:

- снять защитный колпачок в окулярной части зрительной трубы;
- ослабить четыре торцевых винта сетки нитей и повернуть ее вокруг визирной оси, добиваясь выполнения условия;
- зажать торцевые винты и надеть защитный колпачок.

После выполнения этой поверки необходимо повторить поверку перпендикулярности визирной и горизонтальной осей зрительной трубы (поверку № 2).

### 2.1.5. Измерение горизонтальных углов

После выполнения поверок и юстировок теодолита приступают к измерению горизонтальных углов.

Работа по измерению углов на станции выполняется в следующем порядке (рисунок 2.14).

1. Установка теодолита в рабочее положение над вершиной угла:

- грубая установка инструмента;
- приведение оси инструмента в отвесное положение (горизонтирование инструмента);
- оптическое центрирование инструмента;
- фокусирование зрительной трубы и отсчетного микроскопа.

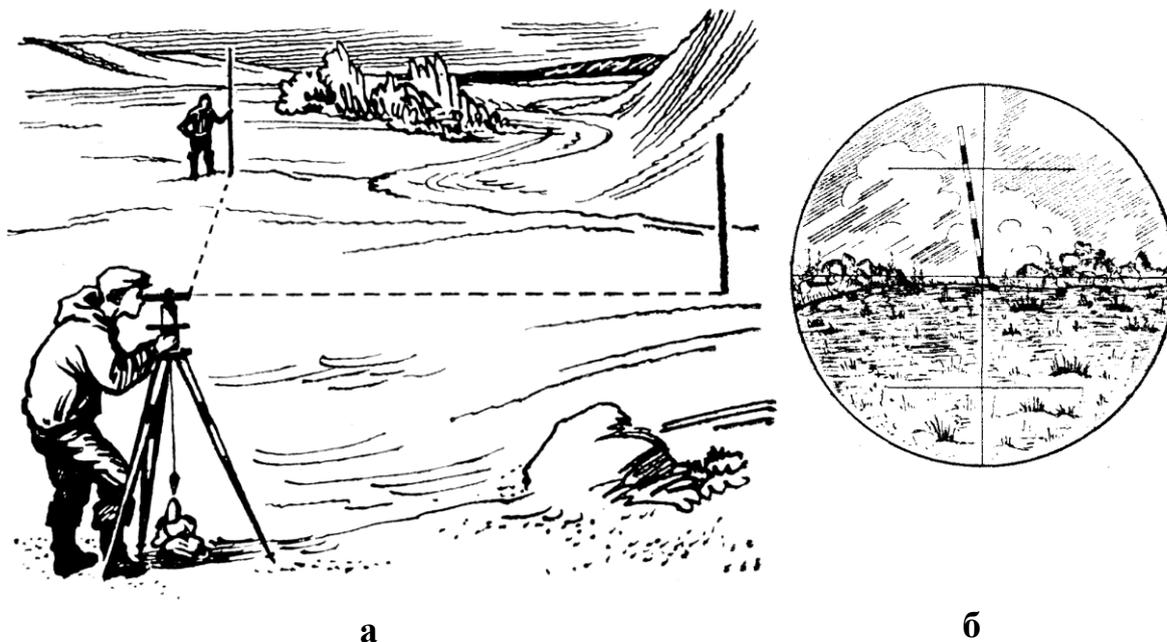
2. Измерение углов (направлений), визируя на вехи, установленные на концах линий, исходящих из вершины измеряемого угла.

3. Обработка угломерного журнала и контроль измерений по станции.

Для измерения горизонтальных углов применяют следующие способы: *способ приемов* (для измерения одного угла), *способ круговых приемов* (при измерении углов на станции между тремя направлениями и более), *способ комбинаций* (при высокоточных угловых измерениях).

### Способ приемов

Для измерения угла  $AOB$  (рисунок 2.15) теодолит устанавливают в вершине угла  $O$  и, закрепив лимб, наводят трубу на правую точку  $B$ . Закрепив алидаду, производят отсчет  $a_{пр}$  по горизонтальному кругу. Далее открепляют алидаду, визируют на левую точку  $A$  и берут отсчет  $a_{лев}$ .



а – общий вид; б – наведение центра сетки нитей на основание вехи

Рисунок 2.14 - Установка теодолита над вершиной угла и его измерение

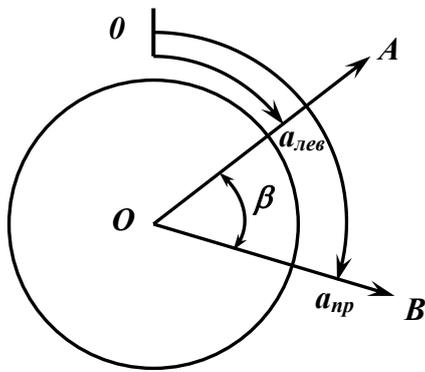


Рисунок 2.15 - Измерение горизонтальных углов способом приемов

Величина измеряемого угла  $\beta$  будет равна разности отсчетов  $a_{пр}$  и  $a_{лев}$ , соответственно из праволежащей точки нужно отнять леволежащую

$$\beta = a_{пр} - a_{лев} . \quad (2.14)$$

Такое измерение угла называется *полуприемом*. Отсчеты, снятые при «круге лево», обозначают  $KЛ_{пр}$  и  $KЛ_{лев}$ .

Для контроля и ослабления влияния инструментальных погрешностей горизонтальный угол измеряют при втором положении вертикального круга - «круге право». Для этого трубу переводят через зенит (меняют положение вертикального круга относительно зрительной трубы), смещают лимб на  $80-90^0$  и снимают отсчеты  $KП_{пр}$  и  $KП_{лев}$  при новом положении лимба. Два таких измерения составляют *полный прием*. Расхождение результатов между двумя полуприемами не должно превышать двойной точности прибора  $2 \cdot m_{\beta}$ . Если расхождение допустимо, то в качестве окончательного результата измерения горизонтального угла берут среднее значение из результатов двух измерений.

Таким образом, можно записать

$$\left. \begin{aligned} \beta_{КЛ} &= KЛ_{пр} - KЛ_{лев} \\ \beta_{КП} &= КП_{пр} - КП_{лев} \\ |\beta_{КЛ} - \beta_{КП}| &\leq 2 \cdot m_{\beta} \\ \beta_{ср} &= \frac{\beta_{КЛ} + \beta_{КП}}{2} \end{aligned} \right\} , \quad (2.15)$$

где  $\beta_{КЛ}$  и  $\beta_{КП}$  – горизонтальные углы из полуприемов;  
 $\beta_{ср}$  – среднее значение горизонтального угла.

Способ приемов применяется при проложении теодолитных ходов, выносе проектов в натуру и т.д.

### Способ круговых приемов

Сущность способа круговых приемов заключается в последовательном измерении направлений на наблюдаемые предметы с выполнением замыкающего измерения начального направления (рисунок 2.16).

При этом устанавливают теодолит над вершиной углов  $O$ . Затем наводят зрительную трубу последовательно на все направления по ходу часовой стрелки и производят отсчеты по горизонтальному кругу  $a, b, c$  и  $d$ . Последнее наведение снова делают на первоначальное направление, чтобы убедиться в неподвижности лимба. Эти действия составляют первый полуприем, в результате которого вычисляют величины основных углов по формуле (2.14).

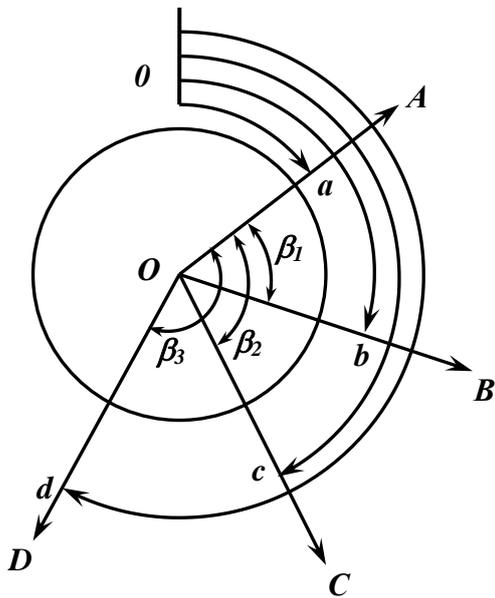


Рисунок 2.16 - Измерения горизонтальных углов способом круговых приемов

Горизонтальные углы из первого полуприема будут равны

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= b - a \\ \beta_2 &= c - a \\ \beta_3 &= d - a \end{aligned} \right\} . \quad (2.16)$$

Во втором полуприеме трубу переводят через зенит и последовательно визируют на все направления, но в обратном порядке - против хода часовой стрелки. Два таких полуприема составляют прием. Записи отсчетов и вычисления выполняют на специальных бланках.

Для повышения точности углы измеряют различным чис-

лом приемов с перестановкой лимба между приемами на величину

$$\sigma = \frac{180^0}{n} , \quad (2.17)$$

где  $n$  - число приемов.

Все промежуточные углы вычисляются как функции основных углов

$$\left. \begin{aligned} \beta_{2-3} &= \beta_2 - \beta_1 \\ \beta_{3-2} &= \beta_3 - \beta_2 \\ \beta_{3-1} &= \beta_3 - \beta_1 \end{aligned} \right\} . \quad (2.18)$$

Способ круговых приемов применяется в сетях триангуляции и полигонометрии 2 класса и ниже, а также при развитии специальных геодезических сетей.

### Способ комбинаций

Способ комбинаций заключается в равноточном и независимом измерении всех углов, которые можно образовать между направлениями на данной станции. Если на станции число направлений  $n$ , то число таких углов  $N$  при измерениях равно

$$N = \frac{n \cdot (n - 1)}{2} . \quad (2.19)$$

Например, для четырех направлений оно будет равно 6, для пяти направлений - 10 и т.д. Число приемов и система перестановки лимба рассчитывается таким образом, чтобы приемы располагались симметрично по окружности лимба и измеренные углы были независимы.

## 2.1.6. Измерение вертикальных углов. Место нуля вертикального круга

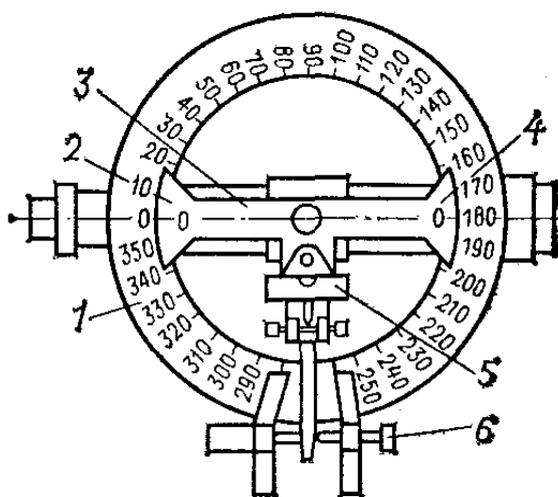
Измерение вертикальных углов (углов наклона) производится при помощи вертикального круга теодолита. Лимб вертикального круга *1* (рисунок 2.17) жестко скреплен с осью трубы и вращается вместе с ней. Алидада *3* расположена на оси вращения трубы, но не скреплена с ней и при вращении трубы остается неподвижной. Алидада имеет два отсчетных устройства *2* и *4* и снабжена цилиндрическим уровнем *5* для приведения линии их нулей в определенное положение относительно горизонта. Приведение пузырька уровня в нуль-пункт осуществляют установочным винтом *6* алидады вертикального круга.

В теодолите Т-30 уровень при алидаде вертикального круга отсутствует. В технических теодолитах вертикальный круг разделен полностью с оцифровкой от 0 до 360°.

Диаметр 0-180° вертикального круга располагается параллельно визирной оси трубы, вместе с которой он вращается. Для удобства вычисления вертикальных углов ставят условие: когда визирная ось зрительной трубы и ось уровня при алидаде горизонтальны, нулевые деления алидады должны совпадать с нулевыми делениями вертикального круга.

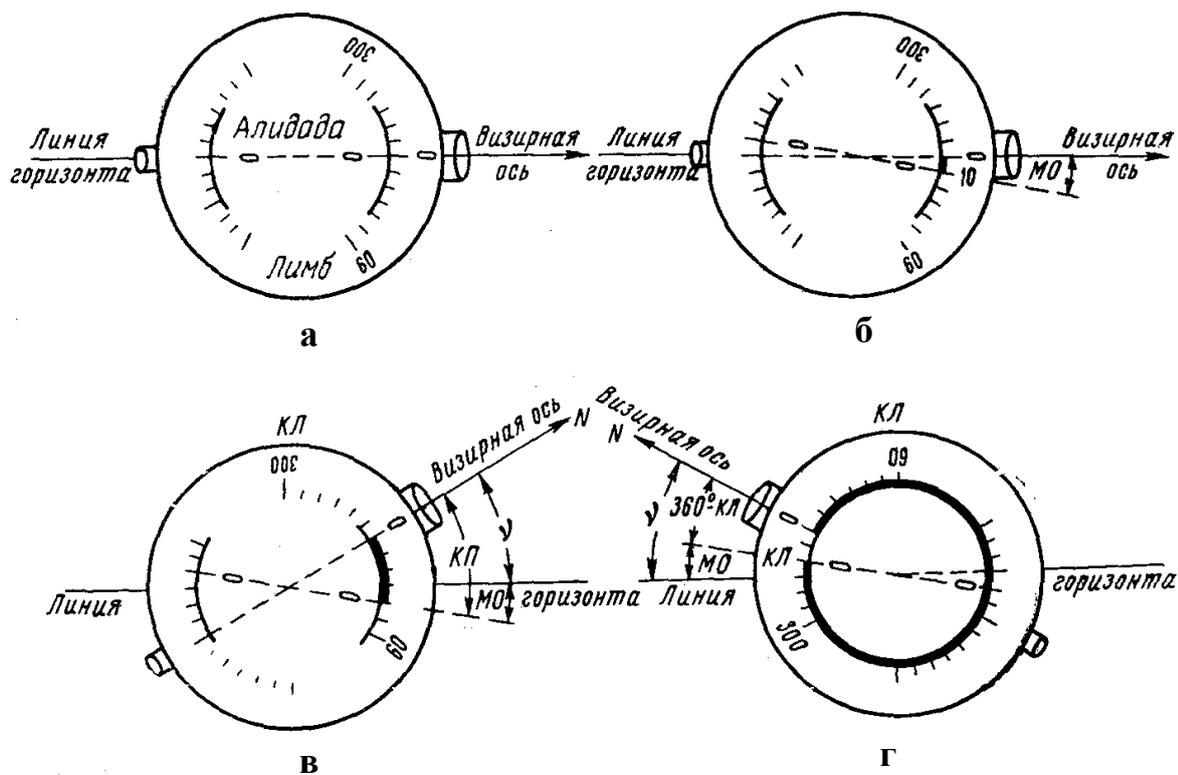
В действительности это условие нарушается, и визирная ось трубы может занимать горизонтальное положение, пузырек находится на середине, а отсчет по вертикальному кругу не равен нулю.

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



1 – лимб; 2 и 4 – отсчетные устройства; 3 – алидада;  
5 - цилиндрический уровень; 6 – установочный винт

Рисунок 2.17 - Устройство вертикального круга



а –  $MO = 0$ ; б –  $MO = 10^0$ ; в – угол наклона при КП; г - угол наклона при КП

Рисунок 2.18 - Место нуля вертикального круга и схема измерения углов наклона

На рисунке 2.18а изображен вертикальный круг с надписью делений от 0 до  $360^0$  по ходу часовой стрелки, при этом для наглядности нулевой штрих лимба обращен к объективу и  $MO$  этого круга равно нулю. На рисунке 2.18б изображен вертикальный круг, у которого  $MO$  равно  $10^0$ .

Теперь предположим, что если измеряется положительный угол наклона  $\nu$  (рисунок 2.18 в) при визировании на точку  $N$  при «круге право», то отсчет по лимбу будет  $KП$ . Тогда угол наклона выразится формулой

$$\nu = KП - MO . \quad (2.20)$$

Если перевести зрительную трубу через зенит и вновь измерить тот же угол наклона  $\nu$  (рисунок 2.18 г), визируя на ту же точку  $N$  при «круге лево», то отсчет по лимбу будет  $КЛ$ . Тогда угол наклона выразится формулой

$$\nu = 360^0 - KЛ + MO$$

или, отбросив полную окружность, получим

$$\nu = MO - KЛ . \quad (2.21)$$

Решив совместно уравнения (2.20) и (2.21) относительно  $MO$  и  $\nu$ , получим

$$MO = \frac{\Pi + Л}{2}, \quad (2.22)$$

$$\nu = \frac{\Pi - Л}{2}. \quad (2.23)$$

При вычислениях углов наклона и места нуля по формулам (2.22) и (2.23) следует к малым отсчетам (от 0 до  $60^0$ ) прибавлять  $360^0$ .

В теодолитах  $T30$  и  $T15$  вертикальный круг имеет оцифровку от 0 до  $360^0$  и деления подписаны против хода часовой стрелки, поэтому для вычисления значений  $\nu$  и  $MO$  следует применять формулы

$$\left. \begin{aligned} \nu &= \frac{Л - \Pi - 180^0}{2} \\ \nu &= MO - \Pi - 180^0 \\ \nu &= Л - MO \\ MO &= \frac{Л + \Pi + 180^0}{2} \end{aligned} \right\}. \quad (2.24)$$

При вычислениях по формулам (2.24) к значениям  $\Pi$ ,  $Л$  и  $MO$ , меньшим  $90^0$ , следует прибавлять  $360^0$ .

В теодолитах  $2T30$ ,  $2T15K$ ,  $2T5K$  отсчеты по вертикальному кругу имеют знаки «+» и «-», а шкала снабжена двойной оцифровкой: положительной – слева на право от 0 до 6 и отрицательной – справа на лево от -0 до -6. Вычисление  $MO$  и  $\nu$  при этом существенно упрощается, а для вычислений следует применять формулы

$$\left. \begin{aligned} \nu &= \frac{Л - \Pi}{2} \\ \nu &= MO - \Pi \\ \nu &= Л - MO \\ MO &= \frac{Л + \Pi}{2} \end{aligned} \right\}. \quad (2.25)$$

Критерием качества измерения вертикальных углов служит постоянство места нуля  $MO$ .

Колебание величин  $MO$  не должно превышать двойной точности  $2 \cdot m_\nu$  отсчетного устройства:

- для теодолитов  $T30$ ,  $2T30П$ ,  $4T30П$  -  $1,5'$ ;
- для теодолитов  $T15$ ,  $T15K$  -  $0,5'$ ;
- для теодолитов  $T5$  и  $T5K$ ,  $2T5K$  -  $0,1'$ .

Порядок измерения вертикальных углов (углов наклона)  
теодолитами 2Т30, 2Т30П, 4Т30П, Т15К, 2Т5К, 3Т5КП

1. Установить прибор в рабочее положение, зрительную трубу при этом приближенно навести на наблюдаемую точку при «круге лево»;
2. Совместить центр сетки нитей зрительной трубы с наблюдаемой точкой и взять отчет по вертикальному кругу  $L$ ;
3. Перевести трубу через зенит, снова навести центр сетки нитей на наблюдаемую точку, но уже при «круге право» и взять отсчет  $P$ ;
4. По отсчетам  $L$  и  $P$  вычислить место нуля по формуле (2.25);
5. По вычисленному значению  $MO$  определить угол наклона по формуле (2.25).

Перечисленные действия составляют один прием измерений.

Для удобства вычислений углов наклона место приводят к значению, близкому к нулю.

Исправление места нуля вертикального круга  
теодолитов 2Т30, 2Т30П, 4Т30П, Т15К, 2Т5К, 3Т5КП

Если значение места нуля  $MO$  вертикального круга больше двойной точности шкалового микроскопа, то производят *юстировку*, порядок выполнения которой следующий.

1. Установить прибор в рабочее положение.
2. Навести центр сетки нитей зрительной трубы на одну и ту же высокую и четко обозначенную точку местности при двух положениях вертикального круга и получить отсчеты  $L$  и  $P$ . Перед производством отсчетов необходимо контролировать местоположение пузырька цилиндрического уровня горизонтального круга в нуль-пункте.
3. По полученным отсчетам  $L$  и  $P$  вычислить исправленное значение отсчета  $L(P)_{испр}$  по формуле

$$L(P)_{испр} = \frac{L - P}{2} . \quad (2.26)$$

4. Оставив центр сетки нитей наведенной на точку местности, наводящим винтом зрительной трубы установить на вертикальном круге исправленный отсчет  $L(P)_{испр}$ . При этом центр сетки нитей зрительной трубы сместится с наблюдаемой точки.

5. Снять защитный колпачок в окулярной части зрительной трубы и, воздействуя на вертикальные исправительные винты сетки нитей, передвинуть ее в вертикальной плоскости до совмещения центра сетки с наблюдаемой точкой.

Для контроля все действия повторяются.

После юстировки места нуля следует убедиться в том, что не нарушено условие перпендикулярности визирной оси к оси вращения трубы.

## 2.2. Линейные измерения

### 2.2.1. Общие сведения о линейных измерениях

Линейные измерения являются одним из самых распространенных видов геодезических измерений. Их выполняют при производстве различных геодезических работ: при создании опорных геодезических сетей, при трассировании линейных сооружений, в процессе выполнения разбивочных работ, при монтаже строительных конструкций и установке оборудования и т.д.

Все линейные измерения производятся в метрической системе мер, которая была введена в СССР с 1 января 1924 г. В 1968 г. в нашей стране в качестве первичного эталона длины принята физическая константа - 1 метр, длина которого составляет  $1\,650\,763,73$  длины волны оранжевой линии спектра газа криптона 86 ( $\text{Cr}^{86}$ ). Процесс измерения длин линий сводится к сравнению измеряемой линии с единицей измерения.

Различаются два основных вида измерения линий:

– *непосредственное (прямое) измерение*, когда мерный прибор укладывают в створе измеряемого отрезка;

– *косвенное измерение*, когда измеряются вспомогательные параметры, такие как углы, базисы и другие, а длину отрезка вычисляют по формуле, отображающей зависимость между измеренными параметрами и длиной отрезка.

Для измерения отрезков небольших размеров чаще всего применяют простейшие мерные приборы: рулетки, мерные ленты, оптические и лазерные дальномеры. Для измерения больших длин линий применяют свето- и радиодальномеры, радиовысотомеры и др. Эти приборы позволяют измерять отрезки длиной от нескольких метров до десятков и сотен тысяч километров.

Прежде чем измерить линию на местности, ее нужно подготовить.

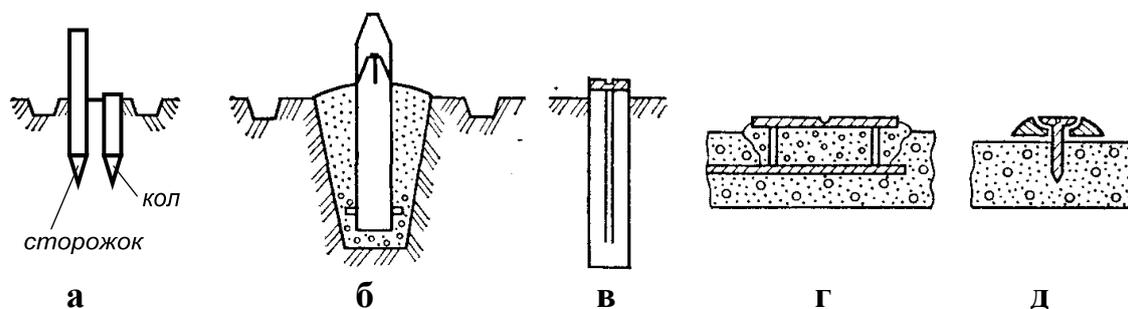
### 2.2.2. Подготовка линий к измерению

Подготовка линий к измерению включает: закрепление конечных точек линии; вешение линии и ее расчистка.

#### Закрепление конечных точек измеряемых линий

Тип знаков, которыми закрепляются конечные точки, зависит от назначения и сроков использования измеряемых линий.

Для закрепления точек на сравнительно небольшой период производства геодезических работ используют временные знаки в виде *кола со сторожком* (рисунок 2.19 а). Конечные точки отрезка на коле отмечают обычно гвоздем. В городских условиях и на строительных площадках для закрепления точек вместо коле используют *металлические штыри* и *трубки*, а на улицах с твердым покрытием и конструкциях зданий – *метки*, наносимые несмываемой яркой краской.



**а** – кол со сторожкой; **б** – деревянный столб; **в** – железобетонный монолит;  
**г** – kern на металлической пластине; **д** – дюбель-гвоздь

Рисунок 2.19 - Закрепление конечных точек линий

Для закрепления точек на более длительный период используют *деревянные столбы* и *железобетонные монолиты* (рисунок 2.19 б, в). На конструкциях зданий и сооружений точки закрепляют *кernением на металлических пластинах*, которые приварены к арматуре конструкций (рисунок 2.19 г), или *дюбель-гвоздями* (рисунок 2.19 д).

### Вешение линии и ее расчистка

*Под вешением линии* понимается установка вешек в створе линии.

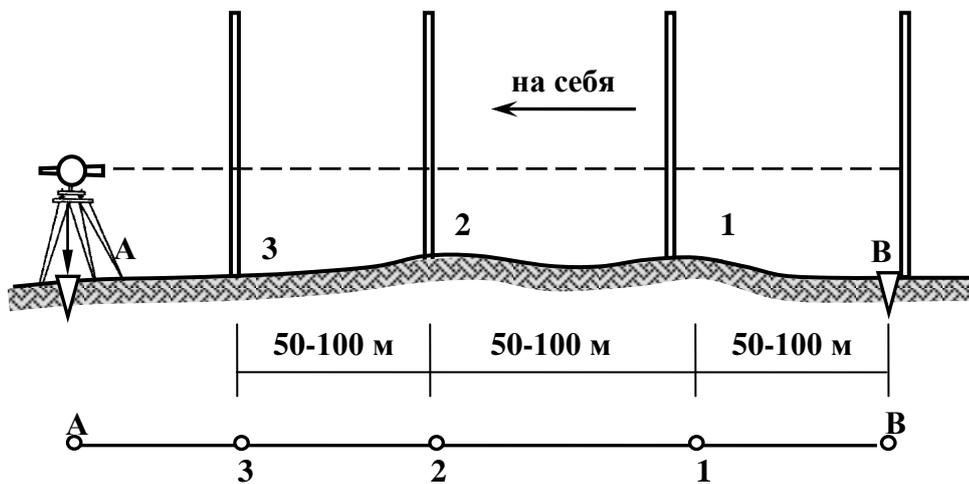
*Створом* называют вертикальную плоскость, проходящую через конечные точки линии.

Вешение начинают с установки вех в начальной и конечной точках линии, которые заранее обозначены и закреплены временными или постоянными знаками. Установка вех на конечных точках необходима для обеспечения видимости створа линии. Как правило, вехи окрашены полосами попеременно через 20 см красного (или черного) и белого цветов. Если длина линии более 150 м, то в створе линии ставят дополнительные вешки, что ограничивает отклонения от створа при измерениях. Дополнительные вехи устанавливают на расстоянии 50-100 м друг от друга.

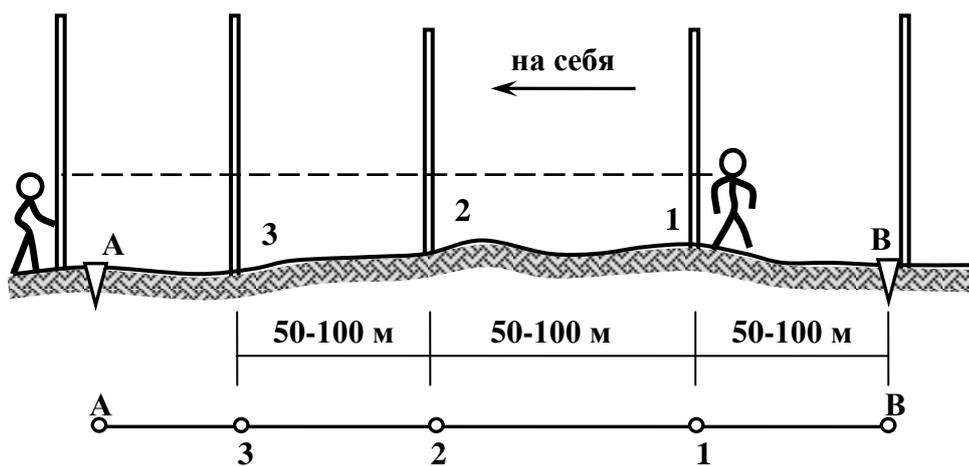
В зависимости от точности выполняемых работ и характера местности вешение линии можно вести с помощью теодолита, бинокля или глазомерно (на глаз) различными способами:

- «на себя» при вешении ровной местности и оврагов, когда обеспечена взаимная видимость крайних точек;
- «входом в створ линии» при вешении возвышенностей, когда взаимной видимости крайних точек нет.

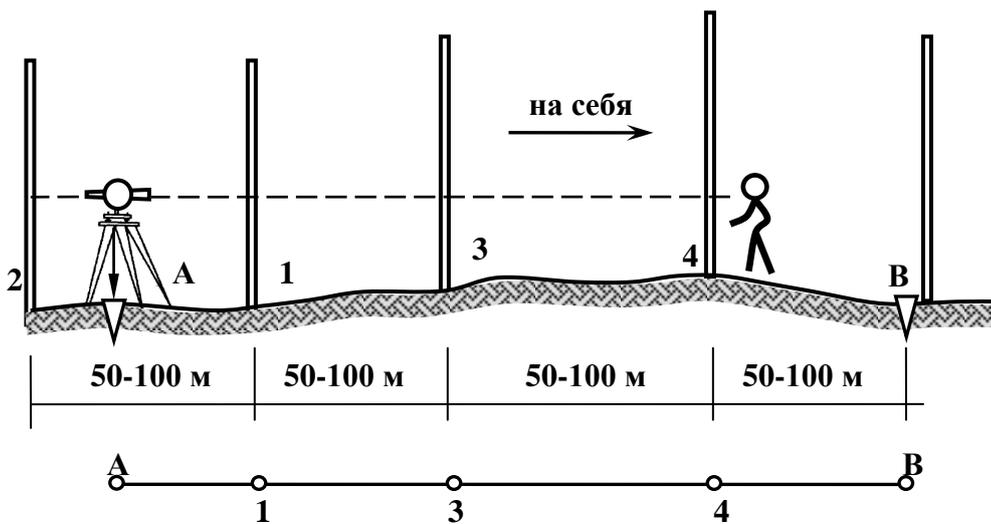
**Вешение линий на ровной местности способом «на себя»** заключается в следующем. Линию закрепляют на местности, для чего на ее концах *A* и *B* устанавливают вехи. Вешение «на себя» можно проводить теодолитом (рисунок 2.20 а) или на глаз (рисунок 2.20 б), причем сначала ставятся дальние вехи с последовательным приближением их к начальной вехе.



а



б



в

а - с помощью теодолита; б – глазомерно; в – комбинированно

Рисунок 2.20 - Вешение линий способом «на себя»

Рассмотрим это на примере вешения «на глаз». Техник (рисунок 2.20 б) встает перед вехой *A* на расстоянии 3-4 м и смотрит на веху *B*, а рабочий по указанию техника ставит веху 1 так, чтобы она закрывала собой веху *B*. После этого рабочий идет в направлении к точке *A*, по указанию техника ставит веху 2 так, чтобы она закрывала вехи 1 и *B*. В таком же порядке устанавливают веху 3 и т.д. Если не применять метод вешения «на себя», а начинать вешение с вехи 3, то она закроет направление, в котором должны быть установлены вехи 2 и 1, и вешение осложнится. Нетрудно догадаться, что после установки вехи 1 рабочий поставит веху 2 уже без помощи техника с таким расчетом, что веха 1 закроет веху *B*, далее таким же путем рабочий установит веху 3 и т.д.

Нередко встречается комбинированный способ вешения линии «на себя» (рисунок 2.20 в). Сначала по теодолиту в створе линии *AB* техник и рабочий устанавливают веху 1. Затем зрительная труба переводится через зенит и устанавливается веха 2. Далее рабочий самостоятельно ставит веху 3 уже на глаз с таким расчетом, что веха 1 закроет веху 2, и далее таким же путем рабочий устанавливает вехи 3, 4 и т.д.

**Вешение линий через овраг способом «на себя»** несколько отличается от рассмотренных выше случаев, применимых для ровной местности. При вешении через овраг (рисунок 2.21) рабочий по указанию техника, стоящего перед вехой *A*, устанавливает веху 1, затем без помощи техника – веху 2 по вехам 1 и *B*. После этого по указанию техника по вехе 2 рабочий устанавливает веху 3 и, если необходимо, последующие вехи.

Вешение в этом случае необходимо не столько для измерения линии *AB* (потому что через овраги и лощины с крутыми скатами длину линии определяют косвенным путем), сколько для установления положения точек на линии при перенесении проекта в натуру, при определении границ землепользования, при строительных мероприятиях по укреплению склонов и т.д.

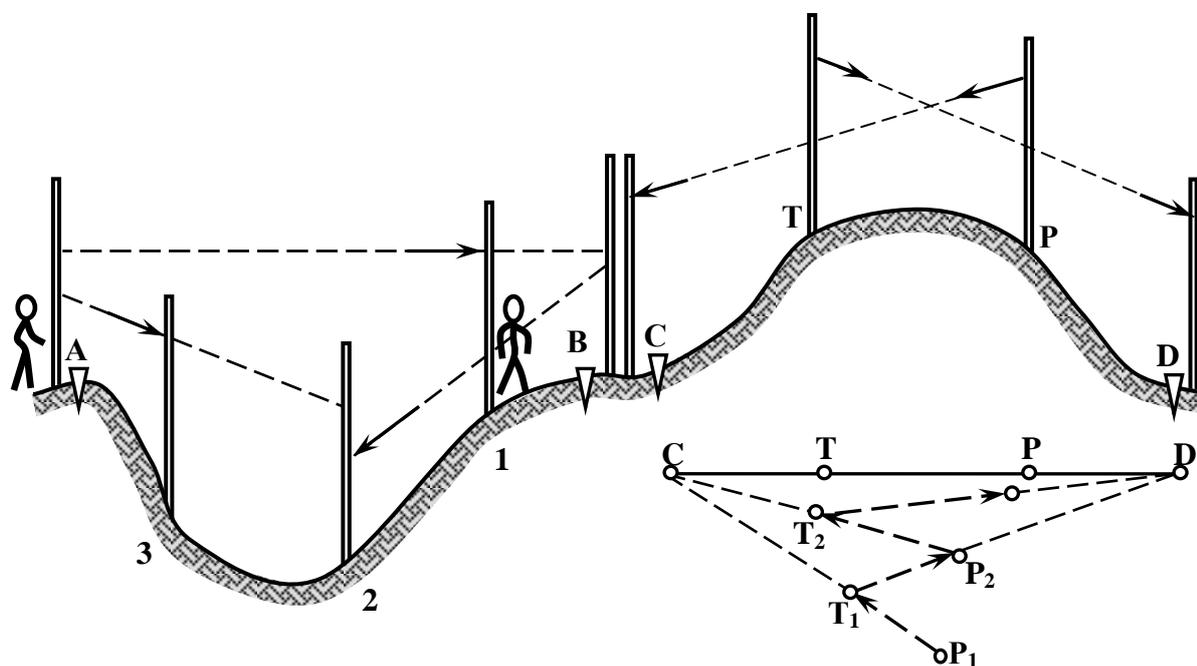


Рисунок 2.21 - Вешение линий через овраг и возвышенность

**Вешение линий через возвышенность способом «входа в створ линии»** выполняется техником и рабочим, когда между вехами  $C$  и  $D$  (рисунок 2.21) нет взаимной видимости. Для этого они встают с вехами на возвышении примерно на линии  $CD$  на возможно большем расстоянии друг от друга, но так, чтобы технику с вехой  $T_1$  была видна вежа  $D$ , а рабочему с вехой  $P_1$  видна вежа  $C$ . При этом техник устанавливает вежу  $T_1$  в створе линии  $P_1C$  по указанию рабочего. Затем рабочий по указанию техника переносит свою вежу в точку  $P_2$  на створе линии  $T_1D$ . После этого техник по указанию рабочего переносит вежу в точку  $T_2$  на створе линии  $P_2C$  и т.д., пока не окажется, что вежа техника  $T$  будет стоять в створе вежи рабочего  $P$  и точки  $C$ , а вежа рабочего  $P$  – в створе вежи техника  $T$  и точки  $D$ . В это время все вежи окажутся в створе линии  $CD$ . Выставленные таким образом вежи  $T$  и  $P$  являются ориентирными. Остальные вежи выставляются методом «на себя» между крайними и вехами-ориентирами, в створе линий  $CT$ ,  $TP$  и  $PD$ .

**Расчистка линии** заключается в уборке посторонних предметов и вырубке кустарника и деревьев, мешающих непосредственно измерению. На строительных площадках перед началом измерений выравнивают грунт и убирают препятствия, находящиеся в створе.

### 2.2.3. Приборы для измерения линий на местности

Приборы для измерения расстояний наиболее многочисленны и разнообразны по конструкции, потому что линейные измерения являются самым распространенным видом геодезических работ. К ним относятся мерные приборы прямого и косвенного измерений (рисунок 2.22).

*Приборы прямого измерения расстояний* основаны на принципе непосредственного откладывания рабочей меры (провода, ленты, рулетки, жезлы, нутромеры, метрштоки).

*Приборы косвенного измерения расстояний* основаны на измерении вспомогательных параметров и определении длин линий по формуле (оптические дальномеры, свето- и радиодальномеры).

Из приборов для измерения расстояний стандартизацией охвачены землемерные ленты, стальные рулетки, оптические дальномеры и светодальномеры.

#### Землемерные ленты

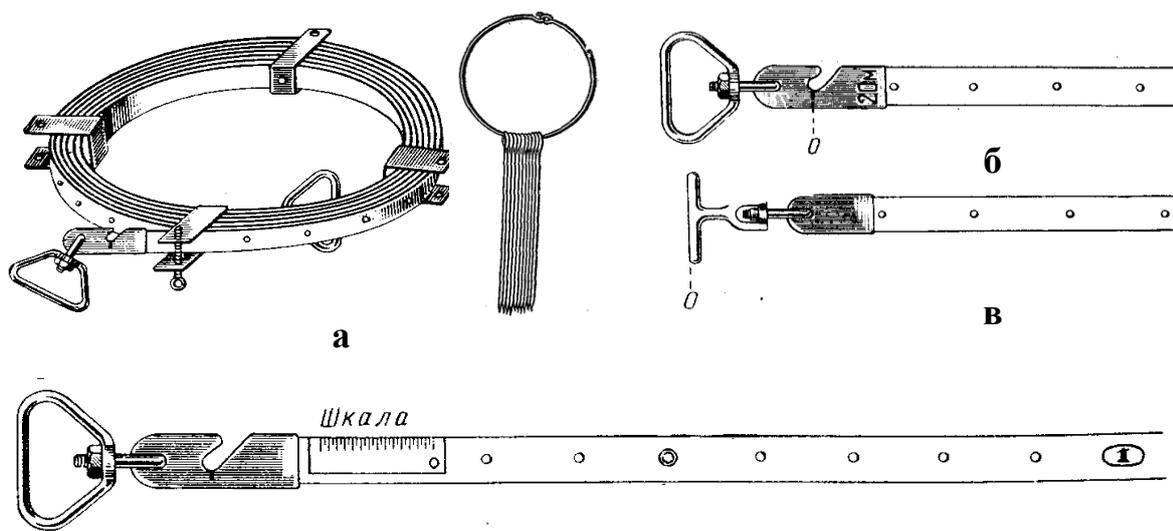
Стальные землемерные ленты (рисунок 2.23) имеют длину 20, 24 и 50 м. Они представляют собой полосу шириной 10-15 мм и толщиной 0,4-0,5 мм.

Мерные ленты различаются по точности измерения:

- землемерные штриховые типа ЛЗ – применяются при измерениях малой точности, т.е. при инженерных съемках;
- землемерные концевые – применяются аналогично штриховым;
- землемерные шкаловые типа ЛЗШ – применяются при высокоточных измерениях.



Рисунок 2.22 – Приборы для измерения линий



а – лента на железном кольце в комплекте со шпильками;  
б – штриховая типа ЛЗ; в – концевая; г – шкаловая типа ЛЗШ

Рисунок 2.23 - Землемерные ленты

**Штриховые ленты типа ЛЗ** (рисунок 2.23 б) на концах имеют латунные наконечники со скошенными и закругленными в конце вырезами. Лента разделена на метры, полуметры и дециметры. *Метровые деления* обозначены латунными пластинками с выбитыми на них цифрами 1, 2 и т.д. *Полуметровые деления* отмечены латунными заклепками без оцифровки. *Дециметровые деления* обозначены круглыми отверстиями диаметром 0,2 мм. *Сантиметры* при измерении оцениваются на глаз.

За длину штриховой ленты принимается расстояние между штрихами, нанесенными на концах ленты против прорези для шпилек, фиксирующих положение ленты при измерении.

**Концевые ленты** (рисунок 2.23 в) применяются в случае начала измерений от стены; ручку ленты прикладывают к стене.

**Шкаловые ленты типа ЛЗШ** (рисунок 2.23 г) от штриховых или концевых отличаются наличием дециметровых шкал у обоих концов ленты. Шкалы имеют миллиметровые деления. Расстояние между нулевыми делениями шкал принимается за номинальную длину ленты.

Устройство и оцифровка лент длиной 24 и 50 м ничем не отличаются от лент длиной 20 м. Для хранения и транспортирования ленту наматывают на специальное металлическое кольцо и закрепляют винтом (рисунок 2.23 а). С кольца ленту разматывают очень осторожно и вытягивают в длину по направлению измеряемой линии так, чтобы она не образовывала петли, ибо это может привести к поломке. В комплект каждой ленты входят 6 или 11 шпилек, предназначенных для фиксации концов ленты.

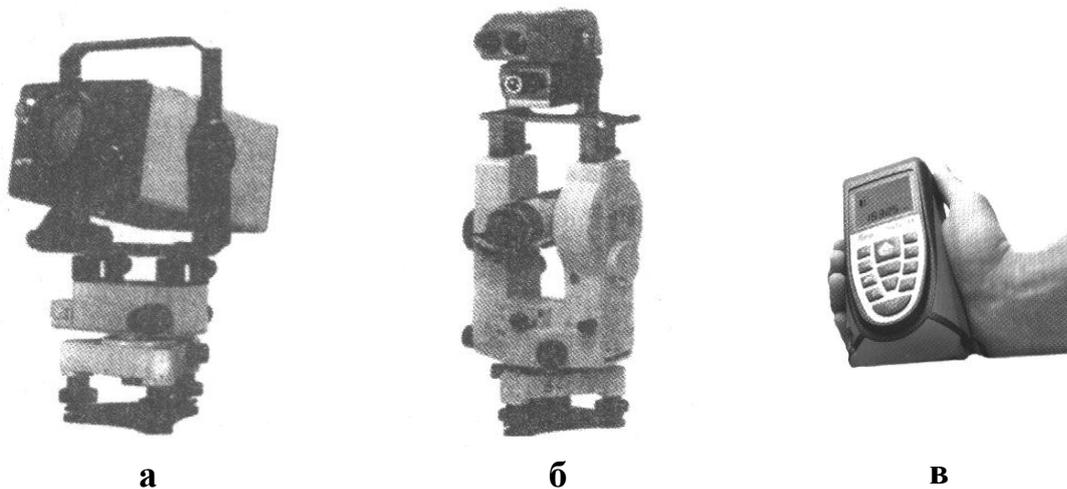
## Дальномеры

*Дальномерами называются геодезические приборы, с помощью которых расстояние между двумя точками измеряют косвенным способом.*

Дальномеры выпускают в виде автономных измерительных систем (светодальномер Блеск-2, рисунок 2.24 а) или в виде насадок на другие стандартные геодезические приборы – дальномерные насадки двойного изображения, светодальномерные насадки. Кроме того, возможно использование отечественных теодолитов серии 3Т в комбинации с электронными дальномерами *MM100* или *RedMiNi-3* японской фирмы «SOKKIA» (рисунок 2.24 б).

В настоящее время для измерений расстояний, как на строительных площадках, так и в помещениях, широко применяются ручные лазерные дальномеры, например Leica DISTO A5 швейцарской компании «Leica Geosystems» (рисунок 2.24 в). Лазерные дальномеры измеряют расстояния от 0,05 до 200 м с точностью 1,5-3 мм. Они позволяют измерять периметр, площадь и объем объекта, выполнять непрерывные измерения максимального и минимального расстояний.

В качестве объектов наблюдений для мерных приборов служат целики и марки, для оптических дальномеров рейки и жезлы, для светодальномеров – *отражатели*, для радиодальномеров – *ведомые станции*.



**а** – светодальномер Блеск-2 (2СТ-10); **б** – электронный дальномер RedMiNi-3, установленный на оптический теодолит ЗТ2КП; **в** – лазерный дальномер DISTO A5

Рисунок 2.24 - Дальномеры

#### 2.2.4. Измерение линий мерными лентами

Линию на местности измеряют два мерщика, один из которых является *передним*, второй - *задним* (рисунок 2.25 а). При первом укладывании ленты передний по ходу мерщик берет в левую руку ручку ленты и все 5 или 10 шпильек (рисунок 2.25 б) и встает в створ измеряемой линии. Задний по ходу мерщик совмещает нулевой штрих с началом линии – центром столба, кола и др. (рисунок 2.25 в) или вкалывает шпильку в землю в начальной точке и цепляет за шпильку прорезь ленты. Затем он направляет переднего мерщика по выставленной вехе так, чтобы лента легла в створе измеряемой линии. Передний мерщик, встряхнув ленту, натягивает ее, ставит в прорезь первую шпильку и втыкает ее в землю (рисунок 2.25 г). Длина ленты - 20, 24 или 50 м, таким образом, окажется отложенной на измеряемой линии первый раз (рисунок 2.25 в, г).

Далее ленту перемещают вперед по линии - задний мерщик вынимает свою шпильку (если она вкалывалась в начале линии), а передний снимает ленту со своей шпильки, и оба движутся вперед, протягивая ленту по направлению створа. Задний мерщик зацепляет ленту за оставленную шпильку и направляет переднего мерщика далее по створу линии. Передний мерщик, уложив ленту в створе линии, через прорезь ленты втыкает в землю вторую шпильку. После этого задний мерщик вынимает первую шпильку, и ленту опять перемещают вперед. Таким образом, процесс измерения продолжается подобно первым двадцати метрам.

Когда передний мерщик израсходует все шпильки, это будет означать, что измерено 5 (или 10) пролетов. После этого задний мерщик передает шпильки переднему мерщику и процесс измерения продолжается. Передачу шпильек фиксируют в журнале измерений.

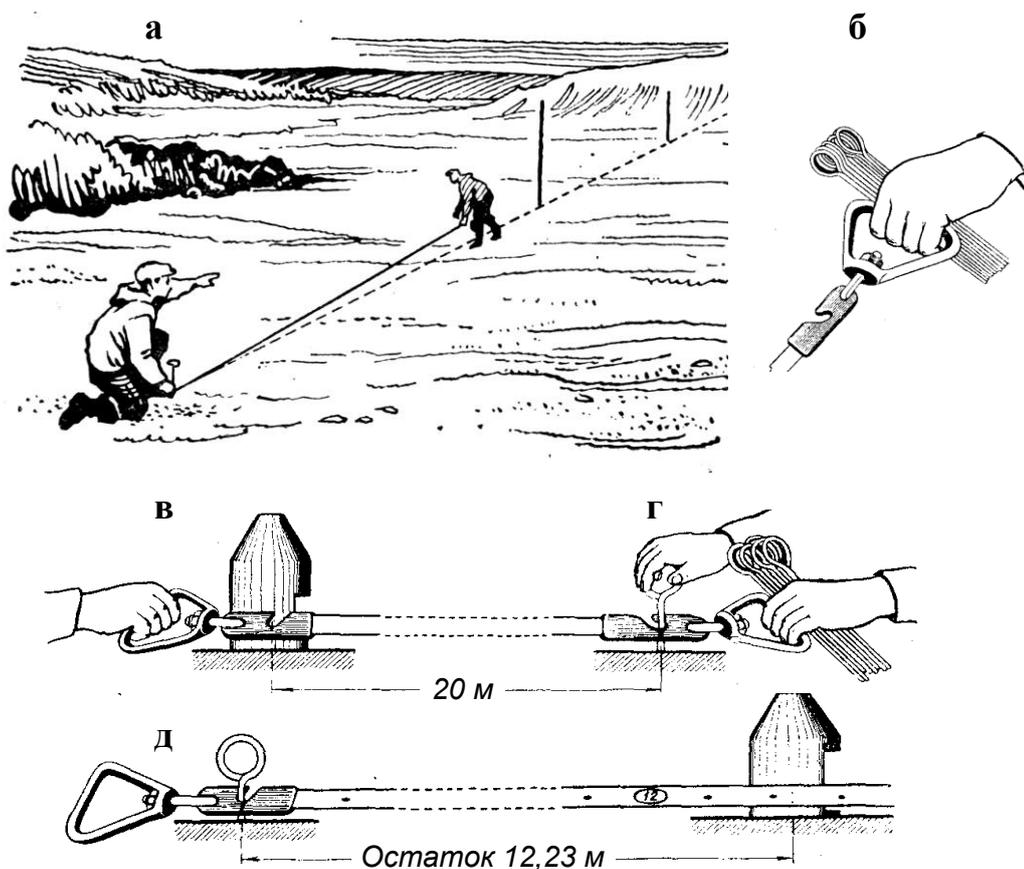


Рисунок 2.25 - Измерение линий землемерной лентой

Как правило, лента не укладывается целое число раз в створе измеряемой линии и остается остаток  $r$  (рисунок 2.25 д), который измеряется лентой с точностью до 1 см.

Длина линии  $L$ , измеренная 20-метровой лентой, определяется:

- при измерении 6 шпильками по формуле

$$L = 100 \cdot N + 20 \cdot (n - 1) + r; \quad (2.27)$$

- при измерении 11 шпильками по формуле

$$L = 200 \cdot N + 20 \cdot (n - 1) + r, \quad (2.28)$$

где  $N$  - число передач шпильки;

$n$  - число шпильки у заднего мерщика;

$r$  - длина остатка.

С целью контроля и повышения точности длину линии, как правило, измеряют дважды в прямом и обратном направлениях. При этом во избежание грубых промахов повторное измерение рекомендуется выполнять 24-метровой лентой. Так как 24-метровая лента разделена на 20 делений, то результат измерения необходимо умножить на коэффициент 1,2.

Длина линии  $L$ , измеренная 24-метровой лентой, определяется:

- при измерении 6 шпильками по формуле

$$L = 120 \cdot N + 24 \cdot (n - 1) + 1,2 \cdot r; \quad (2.29)$$

- при измерении 11 шпильками по формуле

$$L = 240 \cdot N + 24 \cdot (n - 1) + 1,2 \cdot r. \quad (2.30)$$

Точность измерений линий штриховой лентой зависит от характеристики местности: неровностей, наличия растительности и рыхлости или влажности грунтов. Расхождение в результатах двух измерений линии, отнесенное к ее длине, не должно превышать допустимых значений (таблица 2.2).

За окончательное значение измеряемой линии принимается среднее из двух измерений.

Таблица 2.2 - Точность измерений линий штриховой мерной лентой

№ п/п	Категория местности	Относительная ошибка при измерении линий
1	Местность ровная, растительность низкая, грунт плотный	1/3000
2	Местность лесистая с кочками и пнями, болото, рыхлый грунт	1/1000
3	Средние условия	1/2000

### 2.2.5. Измерение линий оптическими дальномерами

Оптические дальномеры делятся на дальномеры с постоянным параллактическим углом – *нитяные* – и дальномеры с постоянным базисом. Все зрительные трубы геодезических инструментов, применяемых при инженерных съемках, имеют нитяной дальномер. Он состоит из двух горизонтальных нитей, параллельных средней нити сетки трубы прибора. В комплект дальномера входит вертикальная рейка с сантиметровыми делениями.

#### Идея определения расстояния нитяным дальномером

Принцип измерения расстояний оптическими нитяными дальномерами основан на решении подобных треугольников, геометрическая идея которого состоит в следующем (рисунок 2.26). Если перед глазом на расстоянии  $f$  поместить какой-нибудь предмет (карандаш, спичечный коробок и др.) с известной длиной  $p$  и через концы предмета наблюдать на другой предмет местности (телеграфный столб, окна дома и др.) также с известной длиной  $l$ , то расстояние

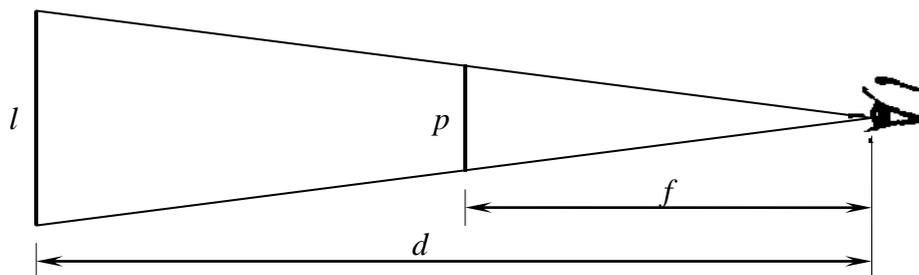


Рисунок 2.26 - Принципиальная схема измерения линий оптическим нитяным дальномером

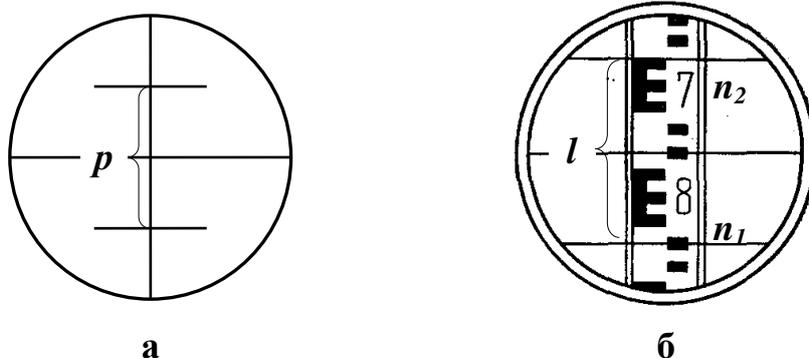


Рисунок 2.27 - Дальномерные нити сетки зрительной трубы (а), дальномерный отсчет по рейке (б)

до наблюдаемого предмета на основании подобия треугольников можно определить по формуле

$$d = \frac{f}{p} \cdot l. \quad (2.31)$$

В зрительных трубах нитяных дальномеров величина  $p$  равна расстоянию между дальномерными нитями сетки нитей (рисунок 2.27 а), а величина  $l$  – отрезку рейки, видимому в трубу между этими нитями (рисунок 2.27 б), называемому *дальномерным отсчетом по рейке, или базисом*, который равен разности отсчетов на рейке по нижней  $n_1$  и верхней  $n_2$  дальномерным нитям

$$l = n_1 - n_2. \quad (2.32)$$

### Измерение расстояния оптическим нитяным дальномером

Для измерения расстояния  $D$  между двумя точками местности  $K$  и  $N$  (рисунок 2.28) на одном конце отрезка устанавливают прибор, а на другом – рейку. Допустим, что визирная ось зрительной трубы горизонтальна и перпендикулярна к вертикальной рейке. Лучи от дальномерных нитей  $a$  и  $b$ , пройдя через объектив и передний фокус  $F$ , пересекут рейку в точках  $A$  и  $B$ .

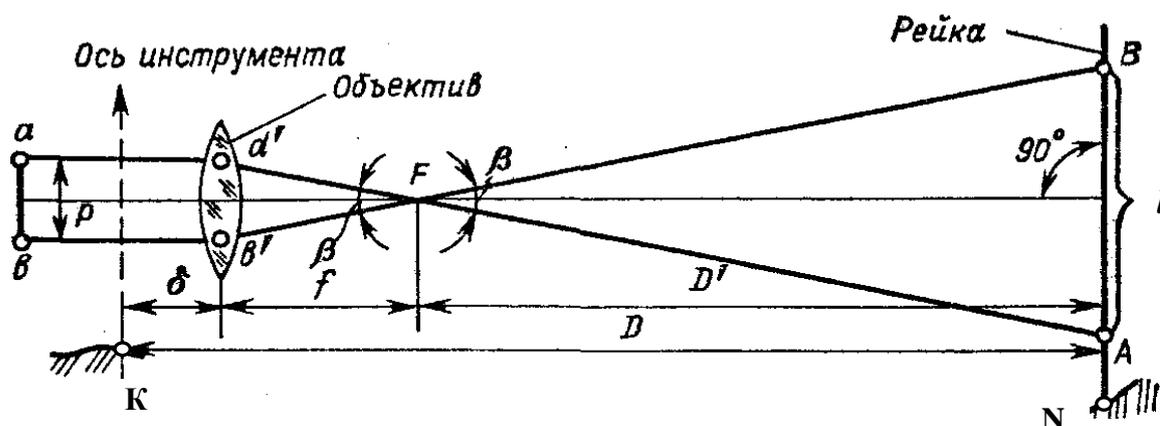


Рисунок 2.28 - Схема измерения горизонтальных линий оптическим нитяным дальномером

Из рисунка 2.28 видно, что измеряемое расстояние  $D$  будет

$$D = D' + f + \delta, \quad (2.33)$$

где  $D'$  – расстояние от рейки до объектива;  
 $f$  – фокусное расстояние объектива;  
 $\delta$  – расстояние от объектива до оси вращения инструмента.

Из подобия треугольников  $AFB$  и  $a'Fb'$  имеем

$$\frac{D'}{l} = \frac{f}{p}, \quad (2.34)$$

откуда

$$D' = \frac{f}{p} \cdot l, \quad (2.35)$$

где  $l$  – разность отсчетов по дальномерным нитям;  
 $p$  – расстояние между дальномерными нитями.

Отношение  $\frac{f}{p}$  для данного прибора величина постоянная и называется

**коэффициентом дальномера  $K$**

$$K = \frac{f}{p}. \quad (2.36)$$

Сумма  $\delta + f$  для данного прибора также величина постоянная и называется **постоянным слагаемым дальномера  $C$**

$$C = \delta + f. \quad (2.37)$$

С учетом полученных формул (2.35), (2.36) и (2.37) исходное выражение (2.33) примет вид

$$D = K l + C. \quad (2.38)$$

Полученная формула (2.38) показывает, что для определения расстояний нитяным дальномером нужно предварительно определить величины  $K$  и  $C$ .

В современных геодезических инструментах зрительные трубы имеют внутреннюю фокусировку и для упрощения вычислений выполнены так, что:

– коэффициент дальномера  $K$  равен 100, в связи с тем, что фокусное расстояние объектива  $f$  принимается равным 200 мм, а расстояние между дальномерными нитями  $p$  – 2 мм ( $K = \frac{f}{p} = \frac{200 \text{ мм}}{2 \text{ мм}} = 100$ );

– постоянное слагаемое  $C$  равно нулю.

– постоянное слагаемое  $C$  равно нулю.

Таким образом, для зрительных труб с внутренней фокусировкой формула нитяного дальномера (2.38) с учетом формулы (2.32) примет вид

$$D = 100 \cdot l_0, \quad (2.39)$$

где  $l_0$  – дальномерный отсчет по рейке при условии, что визирная ось прибора перпендикулярна рейке.

В соответствии с этим при сантиметровых делениях рейки дальномерный отсчет по ней  $l$  в сантиметрах выражает расстояние в метрах. Например, если  $l = 16,4$  см (рисунок 2.27 б), то  $D = 16,4$  м.

На расстоянии до 100 м по нитяному дальномеру на глаз можно отсчитать до 0,2 сантиметрового деления, что соответствует погрешности 20 см, а на расстоянии до 200 м – до 0,5 сантиметрового деления или погрешности 50 см.

Оптическими нитяными дальномерами расстояния определяются значительно быстрее, чем землемерными лентами, однако результаты измерений имеют ограниченную длину и меньшую точность. Максимальная длина измерения линии составляет 300 м, а точность ее измерения характеризуется относительной ошибкой в среднем 1:300, главным образом вследствие малой точности отсчитывания по рейке, и влиянием *рефракции* – явления искривления светового луча при его прохождении через слои атмосферы различной плотности.

Поэтому для измерения линий с высокой точностью используются другие высокоточные приборы – шкаловые ленты и инварные проволоки, а также электронные дальномеры (свето- и радиодальномеры).

#### 2.2.6. Высокоточные измерения линий шкаловыми лентами и инварными проволоками

Стальные шкаловые ленты и инварные проволоки имеют такую же длину, как и штриховые - 20, 24 и 50 м. Ленты и проволоки  $l$  при измерениях подвешиваются на штативах 2 (рисунок 2.29), установленных на интервалах, равными мерной ленте, с точностью до 3 см. Натяжение их фиксируется динамометрами 4. Отсчеты снимаются по двум шкалам 3 (передней и задней) относительно крестообразных нарезок на целиках штативов.

Длина измеряемого участка линии  $l$  между штативами (пролет) вычисляется по формуле

$$l = l_0 + (П - З) , \quad (2.40)$$

где  $l_0$  – длина ленты (проволоки) между нулевыми делениями шкал, определяется путем компарирования ленты;

$П$  – отсчет по передней шкале;

$З$  – отсчет по задней шкале.

Остаток на конце линии измеряется дважды стальной рулеткой. А общая длина измеряемой линии  $L$  получается суммированием длин всех пролетов

$$L = n \cdot l_0 + \sum (П - З) + r , \quad (2.41)$$

где  $n$  – число уложенных лент (пролетов) в измеренной линии;

$r$  – остаток линии.

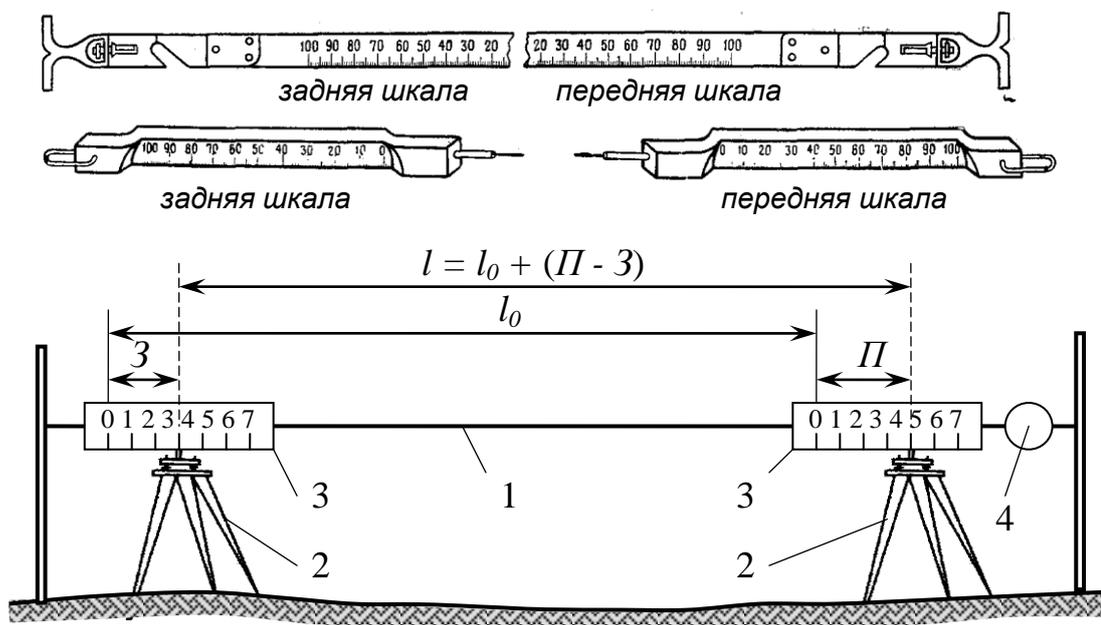


Рисунок 2.29 - Измерение линий шкаловыми лентами и инварными проволоками

Для получения окончательной величины измеряемой линии в полученные результаты вводятся поправки за компарирование и температуру

$$L = n \cdot l_0 + \sum (\Pi - 3) + r + n \cdot \Delta_K \pm n \cdot \Delta_T, \quad (2.42)$$

где  $\Delta_K$  – поправка за компарирование мерного прибора, это разность между длиной рабочей и нормальной лент;

$\Delta_T$  – поправка за температуру мерного прибора,  $\Delta_T = L \alpha (t - t_0)$ , вводится в результат измерения с полученным знаком;

$\alpha$  – коэффициент температурного расширения металла мерного прибора при  $1^\circ\text{C}$  (для стали  $\alpha = 0,0000125$ );

$t$  – температура в момент измерения линии;

$t_0$  – температура в момент компарирования мерного прибора.

### 2.2.7. Высокоточные измерения линий электронными дальномерами

В основе электронных дальномеров лежит известное из физики соотношение между измеряемым расстоянием  $D$ , скоростью распространения электромагнитных колебаний  $C$  и временем  $\tau$  прохождения электромагнитных волн вдоль измеряемой линии и обратно

$$D = \frac{C \cdot \tau}{2}. \quad (2.43)$$

**Светодальномер** является электроннооптическим прибором, который предназначен для измерения расстояний от 3 до 25 км при создании государственных геодезических сетей с помощью электромагнитных волн светового диапазона. Точность измерения линий составляет от 1:10000 до 1:400000.

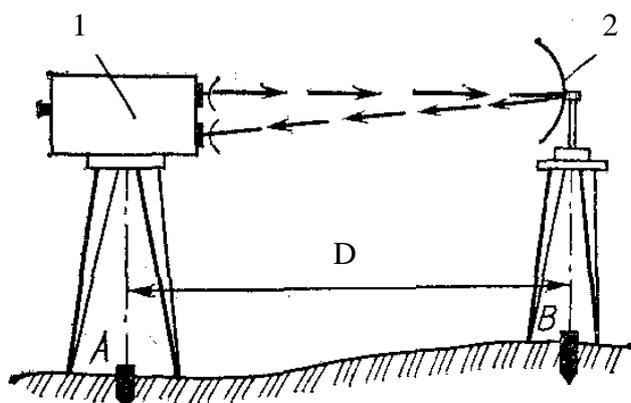


Рисунок 2.30 - Измерение линий светодальномером

Для измерения расстояния  $AB$  (рисунок 2.30) в точке  $A$  устанавливают светодальномер (приемопередатчик) 1, а в точке  $B$  - отражатель 2.

Световой поток, посланный дальномером из точки  $A$ , отразившись в точке  $B$ , возвращается в исходную точку  $A$ , тем самым пройдя измеряемое расстояние  $D$  дважды за определенное время  $\tau$ .

Формула (2.43) показывает, что для определения расстояний светодальномером нужно знать величину  $C$  и определить время  $\tau$ .

Скорость  $C$  можно определить по формуле

$$C = \frac{C_0}{n}, \quad (2.44)$$

где  $C_0$  - скорость распространения электромагнитных волн в вакууме, которая определена с высокой точностью 299792,5 км/с;

$n$  - показатель преломления воздуха, определяемый по метеорологическим элементам воздуха (температуре, давлению, влажности).

Время  $\tau$  можно измерить в результате сравнения электромагнитного излучения до и после прохождения измеряемого расстояния. Приемно-передатчик светодальномера фиксирует моменты времени выхода  $t_1$  и возвращения  $t_2$  светового потока, что позволяет определить время его распространения в оба конца

$$\tau = t_2 - t_1. \quad (2.45)$$

Сигнал от передатчика направляют на приемник двумя различными путями. *Первый (опорный)* – без выхода на дистанцию по специальному каналу, *второй (измерительный)* – через измеряемую дистанцию к отражателю и обратно. В приемном устройстве опорный и измерительный сигналы проходят одинаковый путь, что сводит к минимуму влияние параметров этого устройства на точность измерения.

Существуют два основных метода измерения времени распространения электромагнитных волн: импульсный и фазовый. *Импульсный метод* основан на непосредственном измерении времени  $\tau$ , однако технически трудно точно зафиксировать моменты излучения и приема импульса. Поэтому этот метод не нашел применения в конструкциях дальномеров. В современных дальномерах промежуток времени  $\tau$  определяют косвенно *фазовым методом*, который основан на измерении разности двух фаз электромагнитных колебаний (прямых и отраженных).

**Радиодальномеры** из-за особенностей излучения, приема и распространения радиоволн применяют главным образом при измерении сравнительно больших расстояний и в навигации.

## 2.2.8. Горизонтальное проложение

На местности почти всегда измеряется длина наклонной линии, в то время как для составления планов необходимо пользоваться ее *горизонтальным проложением*  $d$ . Поэтому при вычислениях необходимо учитывать наклон линии к горизонту.

При *измерении линии мерным прибором* в полученные результаты вводятся поправки за приведение линии к горизонту ( $\Delta L_v$ ), а при *измерении линии дальномером* пользуются тригонометрическим соотношением или также в полученные результаты вводятся поправки за приведение линии к горизонту ( $\Delta D_v$ ).

Углы наклона  $\nu$  (вертикальные углы) измеряют с помощью эклиметра или теодолита.

### Определение горизонтальных проложений линий при их измерении штриховой лентой

Из треугольника  $ABC$  (рисунок 2.31) горизонтальное проложение  $d$  линии  $AB$  выразится

$$d = L \cos \nu. \quad (2.46)$$

Вместо вычисления горизонтального проложения по формуле (3.1) на практике пользуются поправкой за наклон линии к горизонту  $\Delta L_v$

$$\Delta L_v = L - d = L - L \cdot \cos \nu = L \cdot (1 - \cos \nu) = 2 \cdot L \cdot \sin^2 \frac{\nu}{2}. \quad (2.47)$$

Горизонтальное проложение всегда короче измеряемой наклонной линии, поэтому поправку  $\Delta L_v$  всегда отнимают.

$$d = L - \Delta L_v = L - 2 \cdot L \cdot \sin^2 \frac{\nu}{2} = L \cdot \left( 1 - 2 \cdot \sin^2 \frac{\nu}{2} \right). \quad (2.48)$$

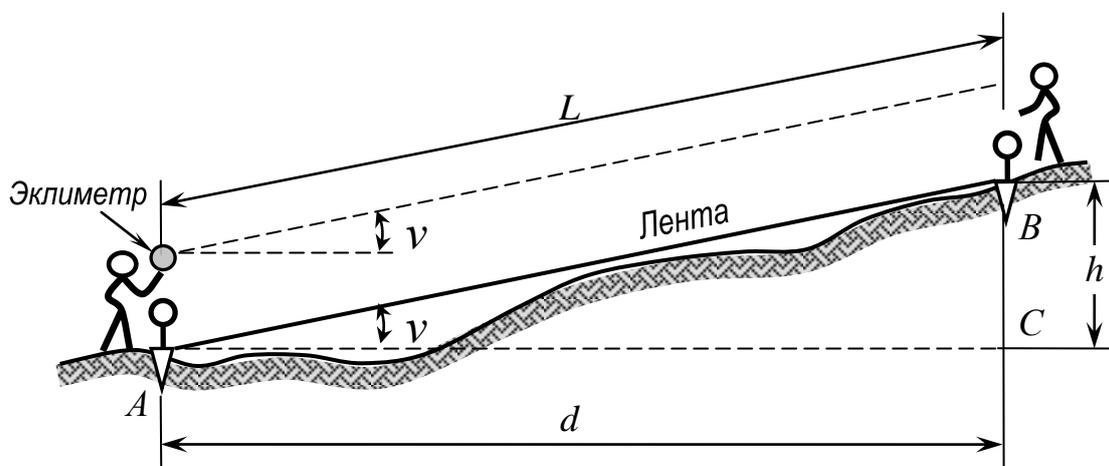


Рисунок 2.31 - Определение горизонтального проложения наклонной линии при измерении мерной лентой

Определение горизонтальных проложений линий  
при их измерении шкаловой лентой

Как уже было отмечено, шкаловые ленты применяются при высокоточных измерениях линий. При этом горизонтальное проложение этих линий также определяется путем введения поправок за наклон линии к горизонту по формуле (2.48), но с учетом превышения между конечными точками пролета  $\Delta L_h$ .

Из треугольника  $ABC$  (рисунок 2.31) имеем

$$H^2 = L^2 - d^2 = (L + d) \cdot (L - d).$$

Полагая, что

$$L + d \approx 2L, \text{ а } L - d = \Delta L_h,$$

получаем

$$H^2 = 2L \Delta L_h,$$

откуда

$$\Delta L_h = \frac{h^2}{2 \cdot L}. \quad (2.49)$$

Поправка за приведение линии к горизонту  $\Delta L_h$  вводится в результат измерения всегда с отрицательным знаком и с учетом (2.49), формула (2.48) для линий, измеренных шкаловой лентой, примет вид

$$d = L - \Delta L_h = L - \frac{h^2}{2 \cdot L}. \quad (2.50)$$

Определение горизонтальных проложений линий  
при их измерении нитяным дальномером

При измерении линий дальномером мы выводили формулу (2.39) для случая горизонтального положения визирной оси и отвесного положения рейки, согласно которой длина горизонтальной линии  $D = 100 \cdot l_0$ .

В общем случае визирная ось наклонена, а рейка не перпендикулярна к лучу зрения – визирной оси  $AO$  (рисунок 2.32), так как рейку устанавливают вертикально и при наклонном положении визирной оси трубы.

Если рейка наклонена по отношению к визирной оси на угол  $\nu$ , то вместо правильного дальномерного отсчета  $l_0 = M_1 N_1$  будет взят отсчет  $l = MN$ .

Величины  $l_0$  и  $l$  связаны между собой соотношением

$$l_0 = l \cos \nu. \quad (2.51)$$

Подставив правое равенство формулы (2.51) в формулу (2.39), получим

$$D = 100 l \cos \nu. \quad (2.52)$$

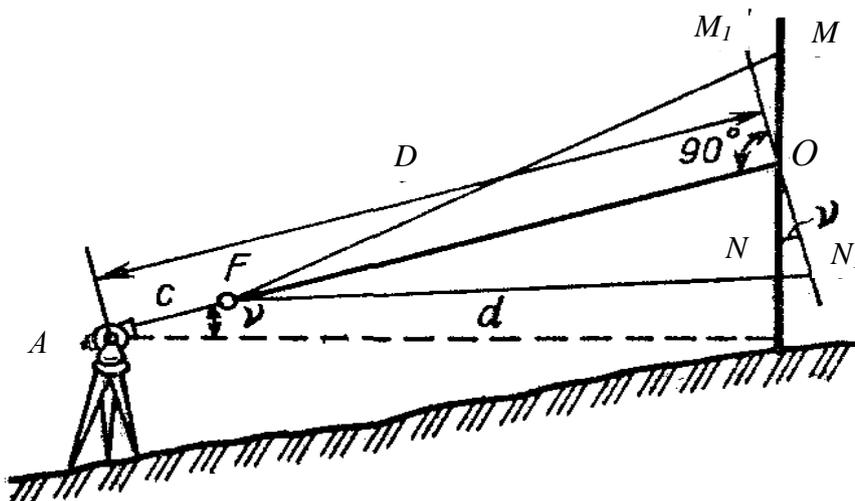


Рисунок 2.32 - Определение горизонтального проложения наклонной линии при измерении нитяным дальномером

Рассматривая рисунок 2.32 видно, что горизонтальное проложение  $d$  наклонной линии  $AO$  определяется выражением

$$d = D \cdot \cos v . \quad (2.53)$$

Подставив (2.52) в формулу (2.53), получим

$$d = 100 l \cdot \cos^2 v . \quad (2.54)$$

Формула (2.54) показывает, что для получения **горизонтального проложения** линии, измеренной нитяным дальномером, надо результат измерения линии по дальномеру  $100 l$  дважды умножить на  $\cos v$  :

- один раз за неперпендикулярность оси рейки к визирной оси на угол  $v$ , чтобы получить расстояние  $D$ ;
- второй раз за наклон визирной оси на угол  $v$ , чтобы получить горизонтальное проложение  $d$ .

Для вычисления горизонтальных проложений линий при их измерении нитяным дальномером также можно воспользоваться введением поправок  $\Delta D_v$  за наклон линии к горизонту

$$d = D - \Delta D_v , \quad (2.55)$$

откуда

$$\Delta D_v = D - d = 100 l \cdot (1 - \cos^2 v) = 100 l \cdot \sin^2 v . \quad (2.56)$$

### 2.3. Контрольные вопросы по 2 разделу

1. В чем заключается сущность измерения горизонтального угла?
2. Дать классификацию теодолитам.
3. Для чего смещают горизонтальный круг между полуприемами и приемами при измерении отдельного горизонтального угла?
4. Для чего измеряют горизонтальный угол при КП и КЛ?
5. Как определяется МО вертикального круга?
6. Как определить чувствительность уровня?
7. В чем особенность конструкции оптических теодолитов?
8. Назовите условия основных поверок теодолитов.
9. Как привести основную ось вращения теодолита в отвесное положение?
10. Как определить коллимационную погрешность?
11. Как определить погрешность за центрирование теодолита?
12. Объяснить порядок измерения горизонтальных углов способом приемов и круговых приемов.
13. Какие основные погрешности влияют на точность измерения горизонтальных углов?
14. Как обнаружить и устранить параллакс сетки нитей?
15. Как закрепляются отрезки линий на местности?
16. Что называется вешением линии на местности?
17. Что называется створом?
18. Какие приборы применяются для непосредственного измерения расстояний?
19. Что такое компарирование мерных приборов?
20. Как измеряются отрезки линий стальной 20-метровой лентой?
21. Как приводятся наклонные отрезки линий к горизонту?
22. Как определяется поправка за температуру в измеренные отрезки линий?
23. Как измеряются расстояния нитяным дальномером?
24. Определить поправку за компарирование мерной ленты, если длина компаратора при температуре  $t_k = 20^\circ\text{C}$ ,  $L = 120,00$  м, а при измерении его компарируемой лентой при той же температуре получены следующие результаты:  $l_1 = 119,821$  м;  $l_2 = 119,819$  м;  $l_3 = 119,817$  м.
25. Определить поправку за температуру в измеренную длину отрезка линии, если  $D = 182,35$  м,  $t_k = 20^\circ\text{C}$  и температура, при которой производились измерения,  $t = -2^\circ\text{C}$ .
26. Определить поправку за наклон отрезка линии к горизонту, если  $D = 210,011$  м и угол наклона  $\nu = 5^\circ 15'$ .
27. В чем состоит отличие наклонной линии и ее горизонтального продолжения?

### 3. НИВЕЛИРОВАНИЕ

#### 3.1. Способы определения превышений и отметок точек

Для составления проектов различных сооружений на плане, карте или профиле изображают земную поверхность. При этом нужно иметь не только изображение местных предметов и различных контуров в горизонтальной проекции, но и представление о неровностях поверхности, о поперечном и продольном уклонах и о том, насколько одна точка расположена выше или ниже другой.

При рассмотрении систем координат и высот в геодезии (первый раздел пункт 1.5) говорилось об абсолютных и относительных высотах, которые используются в практике геодезических съемок для решения различных инженерных задач.

*Геодезическая (абсолютная) высота  $H$*  характеризует высоту точки земной поверхности над поверхностью геоида – уровнем Балтийского моря, а *относительная высота (превышение  $h$ )* точки – высоту одной точки земной поверхности над другой (рисунок 1.10).

В природе не существует абсолютно ровных участков суши. На любом участке, на первый взгляд кажущемся ровным, всегда имеются пониженные и повышенные места, кривизна поверхности.

Рельеф оказывает очень сильное влияние на строительство сооружений. На аэродромах, например, неблагоприятный рельеф летного поля может затруднить или даже воспретить взлет и посадку самолетов. Поэтому при строительстве аэродромов рельеф исправляют - производят земляные работы, устраняя недопустимые уклоны и кривизну поверхности летного поля. Но прежде чем приступить к исправлению рельефа местности, его нужно сначала измерить, чтобы знать, где и в каких местах производить земляные работы по срезке или подсыпке грунта. Этого добиваются нивелированием поверхности с помощью специальных приборов - нивелиров.

*Нивелированием, или вертикальной съемкой* называют полевые измерительные геодезические работы, в результате которых определяются превышения одних точек местности над другими.

В зависимости от принципа определения превышений и применяемых приборов различают следующие виды нивелирования: геометрическое, тригонометрическое, физическое, механическое, стереофотограмметрическое и спутниковое.

При *геометрическом нивелировании* превышение определяют горизонтальными лучами визирования. Этот способ является наиболее простым и точным, но при одной установке прибора позволяет определять превышения между точками местности в условиях их взаимной видимости и лишь в пределах длины рейки. Поэтому в горной местности, когда превышения между точками местности большие, эффективность и точность падают.

При *тригонометрическом нивелировании* превышения определяют наклонным визирным лучом по измеренному углу наклона и расстоянию между нивелируемыми точками. Этот способ позволяет с одной станции определить практически любое превышение между точками, имеющими взаимную видимость. Однако точность тригонометрического нивелирования ограничена из-за недостаточно точного учета влияния на величины вертикальных углов оптической рефракции и уклонений отвесных линий, особенно в горной местности.

К *физическому нивелированию* относят методы, основанные на использовании различных физических явлений:

– *гидростатическое*, основанное на применении сообщающихся сосудов, имеет высокую точность и позволяет определять превышения между точками при отсутствии взаимной видимости, но в пределах размеров трубок;

– *барометрическое*, основанное на измерении превышений по разности атмосферного давления в наблюдаемых точках, также не требует взаимной видимости между точками, но дает невысокую точность из-за недостаточно точного учета влияния многих факторов, связанных с физикой атмосферы и другими причинами;

– *аэролокационное*, основанное на отражении электромагнитных волн от земной поверхности и определении времени их прохождения. Выполняется с самолета при помощи радиодальномеров и высотомеров.

При *механическом нивелировании* превышения определяют с помощью установленных на автомобилях, железнодорожных вагонах и т.д. приборов, которые сразу автоматически вычерчивают на специальной ленте профиль местности. Этот метод находит применение при изысканиях линейных сооружений и для контроля проложения железнодорожных путей. Точность механического способа невелика, хотя отметки точек определяются быстро.

При *стереофотограмметрическом нивелировании* превышения определяют с помощью специальных приборов по стереоскопическим парам снимков, создающим стереомодели рельефа. Этот способ позволяет бесконтактным методом определять превышения между точками и другие характеристики местности. Точность стереофотограмметрического способа зависит от масштаба снимков, способа их обработки, точности приборов и других причин.

При *спутниковом нивелировании* превышения определяют с помощью спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS. Этот способ позволяет определять абсолютные высоты точек местности в автономном режиме с точностью около 1 м и превышения в дифференциальном режиме с точностью до сантиметров и точнее.

Наиболее распространенными способами определения превышений в процессе изысканий, проектирования и строительства аэродромов являются: геометрическое, тригонометрическое и гидростатическое нивелирование. Наибольшую точность дает геометрическое нивелирование.

## 3.2. Геометрическое нивелирование

### 3.2.1. Схема геометрического нивелирования

Идея геометрического нивелирования заключается в следующем (рисунок 3.1). Если в точках  $A$  и  $B$  установить рейки, на которых нанесены шкалы с делениями, и провести горизонтальную плоскость  $P$ , пересекаемую эти рейки, то получим вертикальные отрезки  $a$  и  $b$ . Горизонтальная плоскость воспроизводится горизонтальным визирным лучом, который создает специальный геодезический прибор – *нивелир*, устанавливаемый между точками  $A$  и  $B$ . Рейки с нанесенными на них делениями называют *нивелирными рейками*. Их устанавливают на точках отвесно. Отрезки на рейках  $a$  и  $b$ , отсекаемые горизонтальным визирным лучом, называют *отсчетами*. Если с помощью нивелира взять отсчеты по рейкам в точках  $A$  и  $B$ , то разность отсчетов даст превышение между этими точками

$$h = a - b . \quad (3.1)$$

### 3.2.2. Виды геометрического нивелирования

В зависимости от положения прибора относительно нивелируемых точек существуют два способа геометрического нивелирования - *из середины* и *вперед* - и два способа вычисления отметок - *через превышения* и *через горизонт инструмента*.

#### Нивелирование из середины

В точках  $A$  и  $B$  местности (рисунок 3.2 а) устанавливают отвесно нивелирные рейки, а посередине между точками – нивелир. При нивелировании в направлении от  $A$  к  $B$  рейку в точке  $A$  считают задней, а в точке  $B$  – передней.

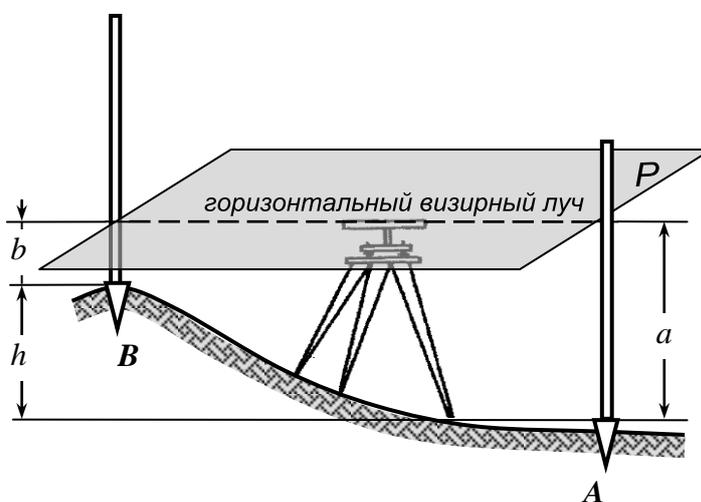


Рисунок 3.1 – Схема геометрического нивелирования

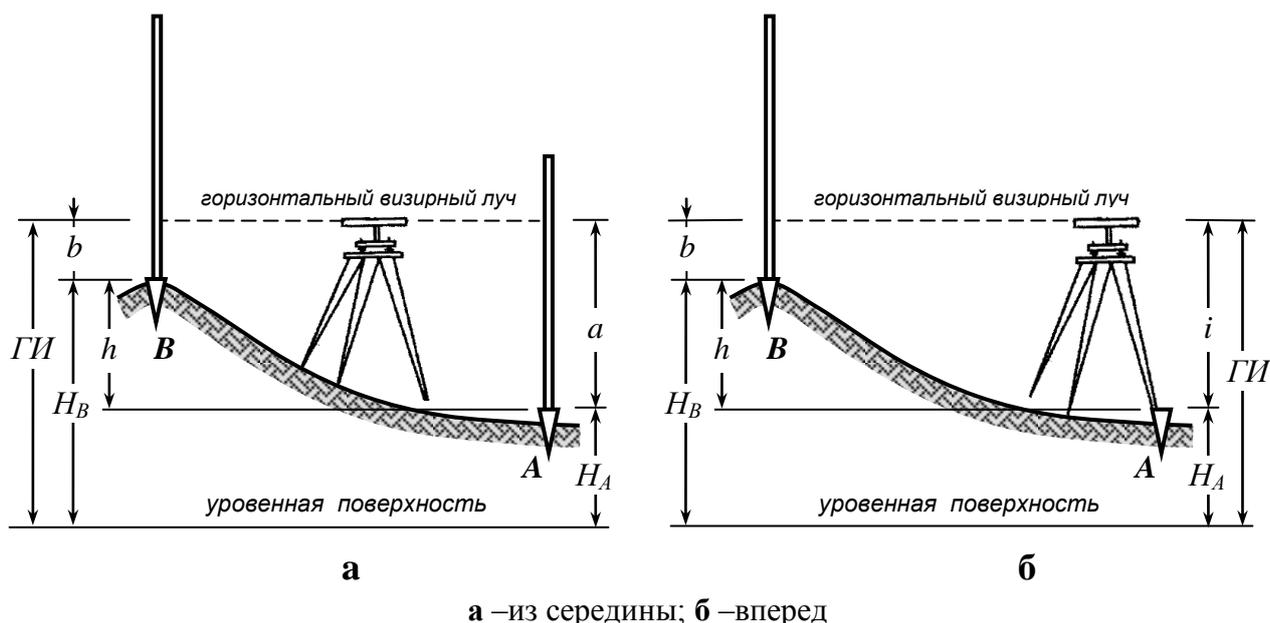


Рисунок 3.2 – Способы геометрического нивелирования

Отсчеты берутся сначала по задней рейке, а затем по передней и определяется превышение между ними по формуле (3.1). Причем из заднего отсчета вычитается передний.

Если  $h > 0$ , то передняя точка  $B$  расположена выше задней точки  $A$  и, наоборот, если  $h < 0$ , то передняя точка  $B$  расположена ниже задней точки  $A$ .

Если известна отметка точки  $A$ , то отметка точки  $B$  вычисляется через превышение по формуле

$$H_A = H_B + h \quad \text{или} \quad H_B = H_A + h. \quad (3.2)$$

Отметку визирной оси инструмента называют **горизонтом инструмента** и обозначают **ГИ**.

ГИ можно определить по отметкам точек  $A$  и  $B$

$$ГИ = H_A + a \quad \text{или} \quad ГИ = H_B + b, \quad (3.3)$$

откуда отметки точек определяются

$$H_A = ГИ - a \quad \text{или} \quad H_B = ГИ - b. \quad (3.4)$$

### Нивелирование вперед

Нивелир устанавливается в задней точке  $A$  так, чтобы его окуляр был над точкой, а на переднюю точку ставится нивелирная рейка (рисунок 3.2 б). Сначала измеряется высота инструмента  $i$ , а затем берется отсчет по передней рейке  $b$ . Превышение вычисляется как высота прибора минус отсчет по передней рейке

$$h = i - b. \quad (3.5)$$

Горизонт инструмента для этого случая будет

$$ГИ = H_A + i . \quad (3.6)$$

По горизонту инструмента вычисляются отметки любых других точек аналогично формуле (3.4).

Способ нивелирования «вперед» применяется, в основном, при инженерно-геодезическом обеспечении строительства военных объектов (разбивочных работах), когда требуется определить высоты или вынести в натуру отметки большого числа точек.

При нивелировании предпочтение следует отдавать способу «из середины» из-за ряда его преимуществ:

- нивелирование выполняется в два раза быстрее, и при этом компенсируются остаточные инструментальные погрешности из-за несовпадения визирной оси с горизонтальной плоскостью;
- исключается влияние кривизны Земли и рефракции – искривление лучей, проходящих через слои атмосферы неодинаковой плотности.

Часто возникает задача в определении отметки точки  $A$ , расположенной на значительном расстоянии от другой точки  $B$  с известной отметкой. В этом случае от  $A$  до  $B$  прокладывают нивелирный ход (рисунок 3.3), состоящий из нескольких станций. Превышение между точками  $A$  и  $B$  будет равно сумме превышений, измеренных на станциях хода

$$h_{AB} = h_1 + h_2 + \dots + h_n = \sum h_i = \sum a_i - \sum b_i . \quad (3.7)$$

Отметку точки  $B$  находят по формуле

$$H_B = H_A + h_{AB} = H_A + \sum h_i = H_A + \sum a_i - \sum b_i . \quad (3.8)$$

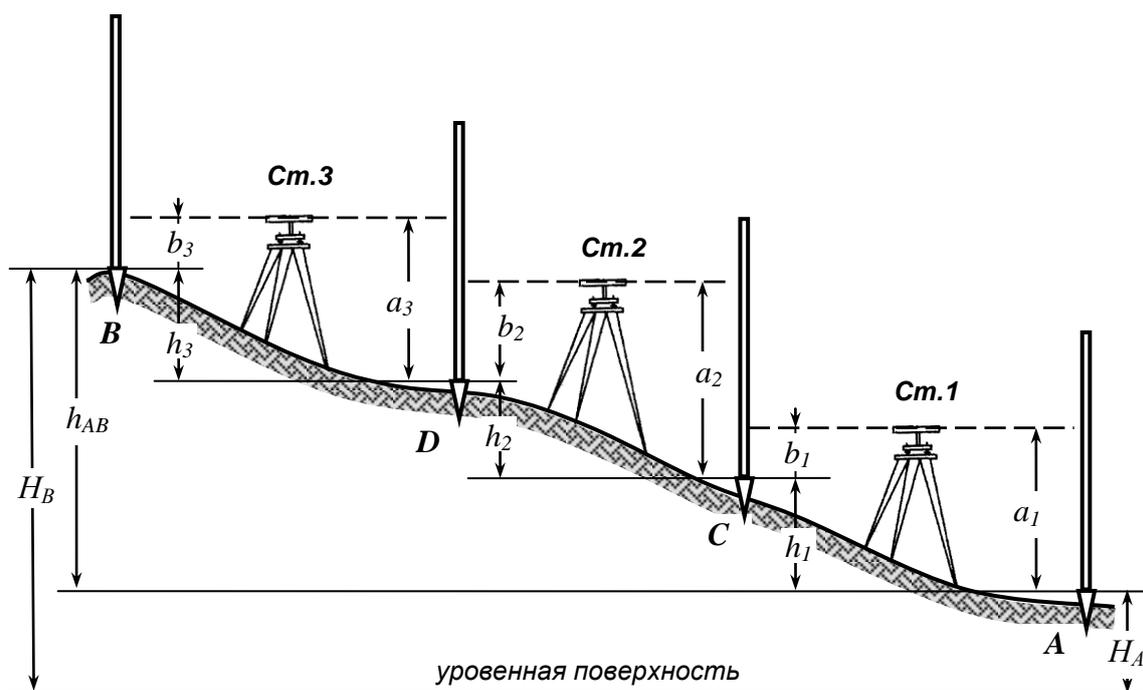


Рисунок 3.3 - Нивелирный ход

### 3.3. Тригонометрическое нивелирование

Под *тригонометрическим нивелированием* понимается определение превышения  $h$  между точками по измеренному углу наклона  $\nu$  линии визирования с одной точки на другую и вычисленному горизонтальному проложению  $d$  по измеренной длине линии между этими точками. Другими словами, принцип тригонометрического нивелирования основан на определении разности высот двух точек по измеренному вертикальному углу и расстоянию между этими точками. Угол наклона измеряется теодолитом, а расстояние - мерной лентой ( $L$ , м) или дальномером ( $D$ , м).

Тригонометрическое нивелирование находит широкое применение при производстве тахеометрической съемки, при создании рабочей основы съемочных работ и других случаях.

Рассмотрим сущность тригонометрического нивелирования.

В точке  $A$  устанавливается теодолит и измеряется высота прибора  $i$  (рисунок 3.4), а в точке  $B$  - веха или рейка, высота которой  $f$ .

Из рисунка 3.4 видно, что

$$h = EC - CB .$$

Учитывая, что  $EC = EF + FC$ ,  $EF = i$ ,  $FC = d \cdot \operatorname{tg} \nu$ ,  $CB = l$ . Искомое превышение выразится формулой

$$h = d \cdot \operatorname{tg} \nu + i - l, \quad (3.9)$$

где  $d$  - горизонтальное проложение.

Если в формулу (3.9) подставить вместо  $d$  выражение (2.54), то после элементарных тригонометрических преобразований окончательно получим

$$h = \frac{1}{2} \cdot D \cdot \sin 2\nu + i - l, \quad (3.10)$$

где  $D = 100 l$  - дальномерное расстояние.

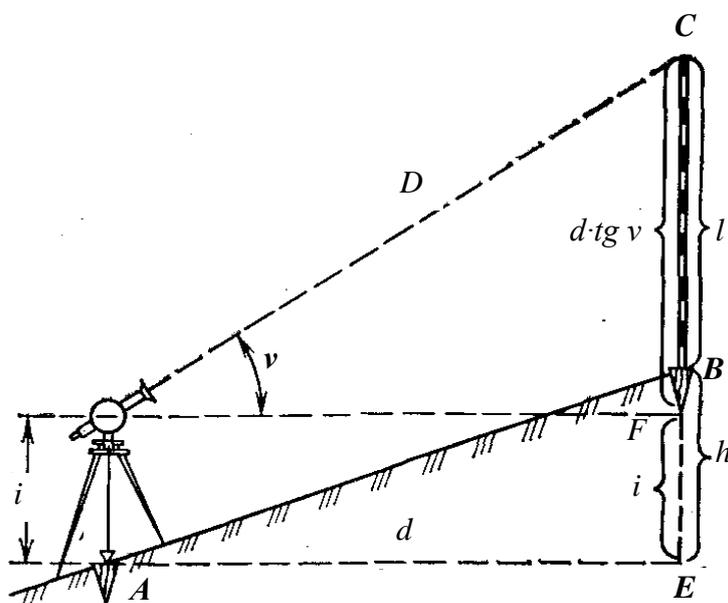


Рисунок 3.4 - Схема тригонометрического нивелирования

### 3.4. Нивелиры и нивелирные рейки

#### 3.4.1. Классификация и устройство нивелиров

**Нивелир** – это геодезический прибор, с помощью которого определяют превышения между точками. Нивелир обеспечивает задание горизонтального визирного луча для производства геометрического нивелирования.

#### Классификация нивелиров

Нивелиры классифицируются по точности и конструктивным особенностям.

**По точности**, согласно действующему ГОСТу, нивелиры выпускаются трех типов: *высокоточные* (Н-05), *точные* (Н-3) и *технические* (Н-10).

В основу шифра нивелиров положена средняя квадратическая погрешность измерения превышения в миллиметрах на 1 км двойного нивелирного хода – соответственно 0,5 мм, 3 мм и 10 мм.

**По конструктивным особенностям** различают нивелиры с цилиндрическим уровнем при зрительной трубе и с компенсатором углов наклона.

У нивелиров с *цилиндрическим уровнем при зрительной трубе* визирная ось приводится в горизонтальное положение вручную. Такие нивелиры часто называют *уровенными*.

У нивелиров с *компенсатором углов наклона* визирная ось зрительной трубы приводится в горизонтальное положение автоматически.

Основные технические характеристики отечественных нивелиров приведены в таблице 3.1.

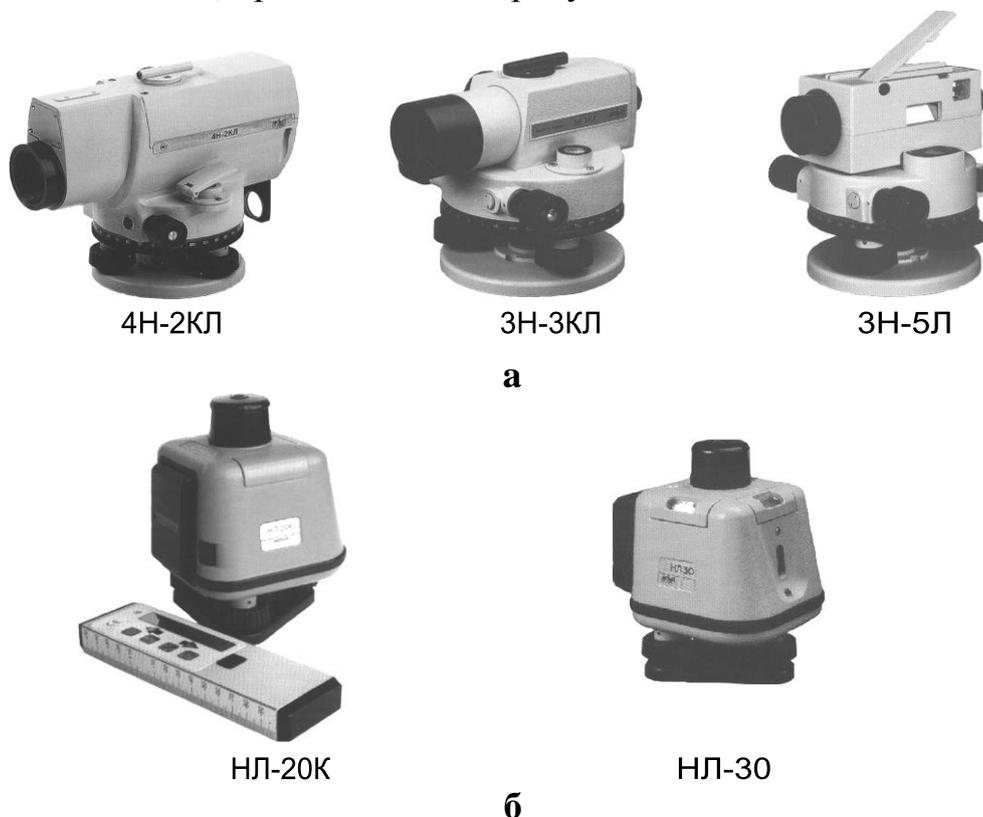
Таблица 3.1 - Технические характеристики отечественных нивелиров

Техническая характеристика	Типы нивелиров				
	Уровенные			С компенсатором	
	Н-2	Н-3	Н-10Л	Н-3К	Н-10КЛ
1. Увеличение зрительной трубы, крат	40	31,5	23	30	20
2. Угол поля зрения трубы	0°55'	1°20'	1°24'	--	--
3. Коэффициент нитяного дальномера	100	100	100	100	100
4. Наименьшее расстояние визирования, м	2,0	1,0	1,5	2,0	2,0
5. Цена деления уровня: - контактного цилиндрического, с на 2 мм; - круглого (установочного), мин на 2 мм	10 5	15 10	45 10	-- 10	-- 10
6. Диапазон работы компенсатора, мин	-	-	-	±10	±15
7. Масса нивелира, кг	2,0	1,0	5,6	1,8	1,5

Нивелиры всех типов могут выпускаться в двух исполнениях. Кроме того, нивелиры типов Н-3 и Н-10 могут выпускаться с лимбами для измерения горизонтальных углов. При наличии компенсатора в шифр прибора вводится дополнительная буква «К», а при наличии лимба - буква «Л». При производстве усовершенствованных конструкций приборов в шифре базовой модели добавляют соответствующую цифру, указывающую номер улучшенной модификации базовой модели прибора. Например, 2Н-10КЛ означает вторую модификацию нивелира Н-10 с компенсатором и лимбом.

Для автоматизации процесса определения превышений выпускают **лазерные нивелиры**, основанные на использовании оптических квантовых генераторов излучающих видимый горизонтальный луч или плоскость. Один лазерный нивелир может одновременно обслуживать несколько реек. Все лазерные нивелиры подразделяются на три группы: с цилиндрическим уровнем на корпусе излучателя, с самоустанавливающимся лазерным лучом (компенсатором) и с вращающимся лазерным лучом. Лазерные нивелиры с вращающейся головкой называют *ротационными*. В шифре лазерных нивелиров, например НЛ-20К, первые две буквы «НЛ» означают нивелир лазерный, цифра 20 – точность приведения к горизонту 20", а буква «К» - наличие компенсатора.

Марки отечественных нивелиров, выпускаемых Уральским оптико-механическим заводом, представлены на рисунке 3.5.



**а** – оптические нивелиры; **б** – ротационные лазерные нивелиры

Рисунок 3.5 – Отечественные нивелиры, выпускаемые Уральским оптико-механическим заводом

## Устройство нивелиров

Конструкцию нивелиров разберем на примере нивелира Н-3 и Н-3К.

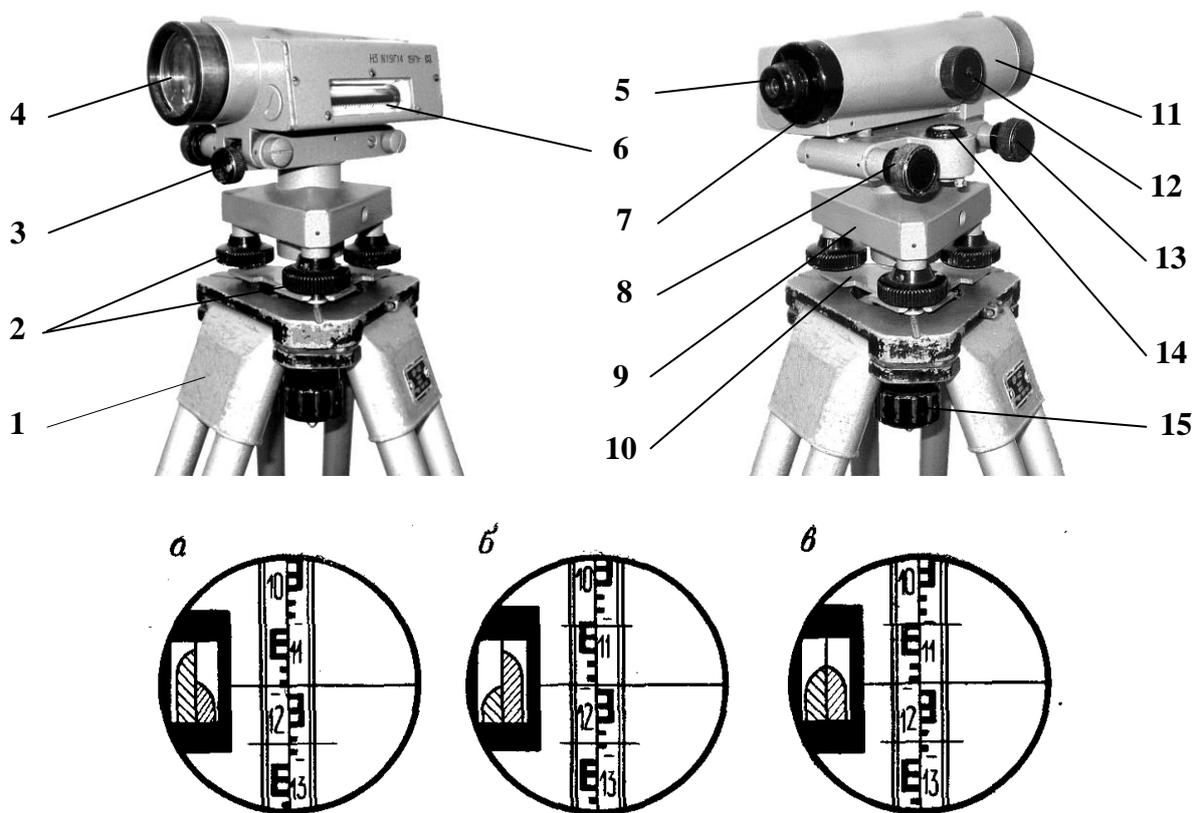
**Нивелир Н-3** состоит из двух частей (рисунок 3.6): нижней и верхней.

Нижняя часть представляет собой подставку-треножник 9 с тремя подъемными винтами 2 и пружинящей пластиной 10.

Верхняя часть состоит из вертикальной оси с основанием, на котором жестко закреплена зрительная труба 11 с цилиндрическим уровнем 6. Зрительная труба имеет объектив 4, окуляр 5 и предохранительный колпачок 7. Управление инструментом производится с помощью закрепительного 3, наводящего 13 и элевационного 8 винтов. Горизонтирование прибора осуществляется с помощью круглого уровня 14.

Нивелир крепится на штативе 1 становым винтом 15.

Перед отсчетом по рейке, глядя в окуляр зрительной трубы, наблюдают за положением пузырька цилиндрического уровня и вращением элевационного винта, выводят пузырек в нуль-пункт, т.е. совмещают изображения половинок противоположных концов пузырька, видимых в поле зрения трубы (рисунок 3.6).



1 - штатив; 2 - подъемные винты; 3 - закрепительный винт; 4 - объектив; 5 - окуляр; 6 - цилиндрический уровень; 7 - предохранительный колпачок; 8 - элевационный винт; 9 - подставка; 10 – пружинящая пластина; 11 - зрительная труба; 12 - кремальера; 13 - наводящий винт; 14 - круглый уровень; 15 - становой винт

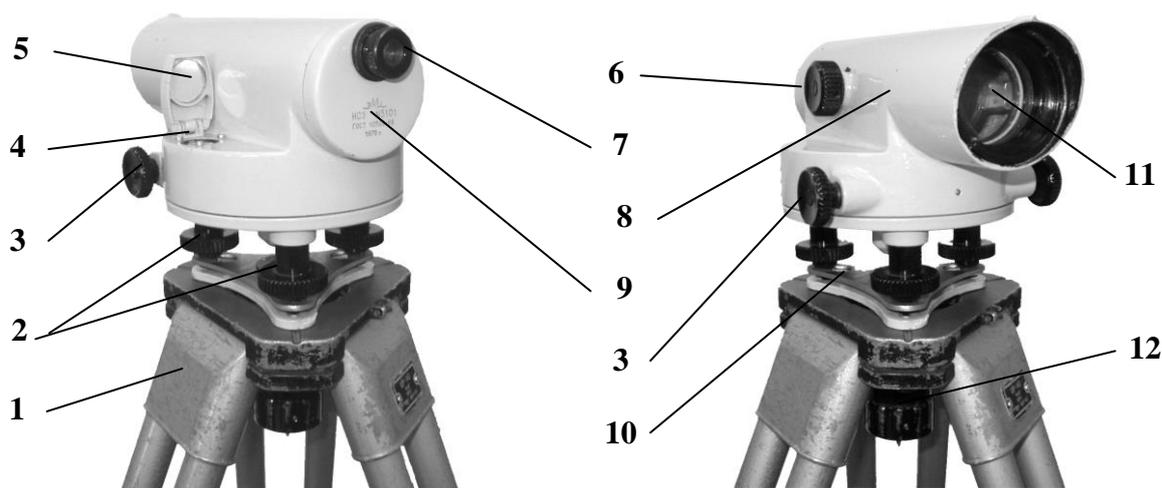
а, б –пузырек цилиндрического уровня вне нуль-пункта, в – в нуль-пункте

Рисунок 3.6 – Устройство и поле зрения зрительной трубы нивелира Н-3

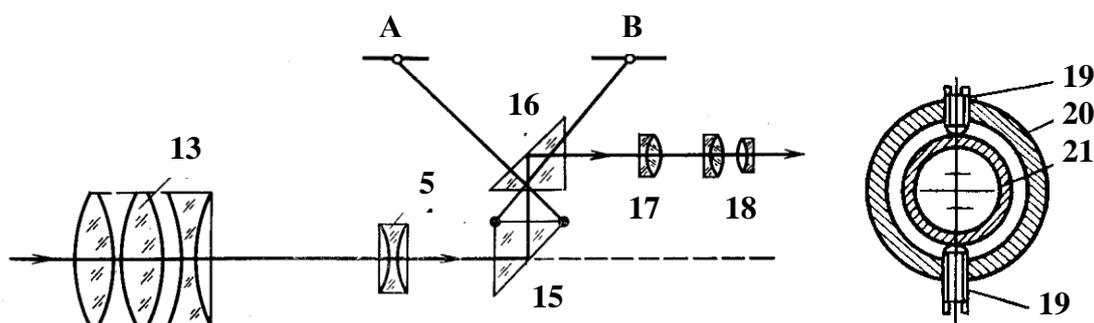
Общий вид **нивелира Н-3К** и его устройство показаны на рисунке 3.7.

Зрительная труба 8 нивелира Н-3К не имеет закрепительного винта. При грубом наведении на рейку труба достаточно легко вращается рукой и надежно фиксируется в нужном направлении. Точное наведение трубы нивелира на рейку выполняется вращением одной из двух головок наводящего винта 3 бесконечной наводки, расположенных с обеих сторон прибора и позволяющих выполнять наведение как правой, так и левой рукой.

Нивелир Н-3К имеет оптико-механический компенсатор, состоящий из двух призм (рисунок 3.7 б). Призма 15 подвешена на четырех скрещенных нитях, две из которых показаны на рисунке. Компенсатор обеспечивает автоматическую установку линии визирования в горизонтальное положение при возможных отклонениях оси вращения нивелира от вертикали в пределах  $\pm 10'$ . Время самоустановки визирного луча обычно исчисляется долями секунд и до-



а



б

в

а – основные части нивелира; б – оптическая схема зрительной трубы; в – поперечный разрез окулярной части трубы: 1 - штатив; 2 - подъемные винты; 3 – бесконечный наводящий винт; 4 – круглый уровень; 5 – зеркальце круглого уровня; 6 - кремальера; 7 - окуляр; 8 – зрительная труба; 9 – предохранительный колпачок; 10 – пружинящая пластина; 11 - объектив; 12 - становой винт; 13 – объектив; 14 – фокусирующая линза; 15, 16 – призмы компенсатора; 17 – сетка нитей; 18 – окуляр; 19 – юстировочные винты; 20 – оправа окуляра; 21 – диафрагма сетки нитей

Рисунок 3.7 – Устройство нивелира Н-3К

стигает  $\pm 0''$ ,4. Этим устраняется трудоемкий и утомительный процесс приведения пузырька уровня в нуль-пункт и необходимость контроля и коррекции положения пузырька перед отсчетом по нивелирной рейке. Отпадает необходимость иметь в конструкции нивелира элевационный винт, что существенно сокращает время подготовки нивелира к работе на станции.

Диафрагма 21 сетки нитей (рисунок 3.7 в) крепится в окулярной части зрительной трубы двумя вертикальными юстировочными винтами 19, с помощью которых сетку при необходимости можно смещать в вертикальной плоскости вверх или вниз. На рисунке 3.7а эти винты закрыты предохранительным колпачком, который легко снимается, если свинтить плоскую гайку окуляра. Нивелир Н-3К обеспечивает выполнение геометрического нивелирования со средней квадратической погрешностью 3-4 мм на 1 км двойного хода.

Нивелир Н-3К может выпускаться в варианте с горизонтальным лимбом под шифром Н-3КЛ. Цена деления лимба  $1^0$ . Для снятия отсчетов по лимбу имеется окуляр и штриховой микроскоп. Отсчеты берутся с точностью  $0^0,1$ .

### 3.4.2. Нивелирные рейки и производство отсчетов по ним

В соответствии с действующим ГОСТом нивелирные рейки выпускаются трех типов:

- *складные рейки РН-10* (рисунок 3.8 а). Двухсторонняя шашечная рейка длиной 4 м предназначена для технического нивелирования;

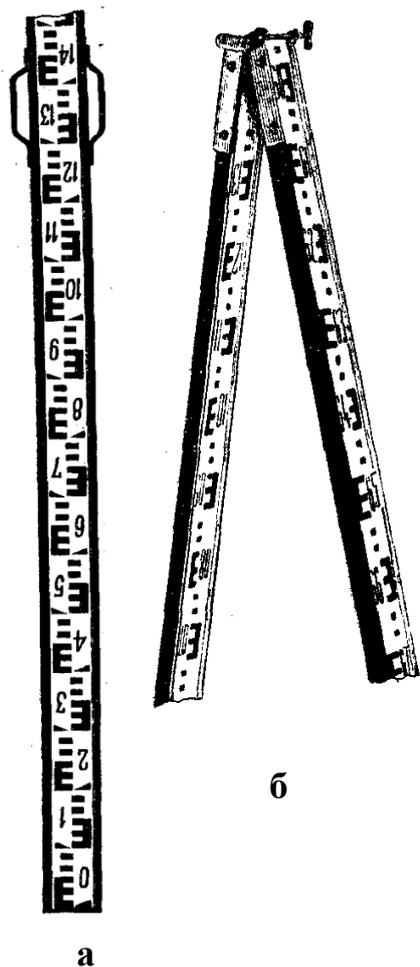
- *складные, цельные и телескопические рейки РН-3* (рисунок 3.8 б). Двухсторонние шашечные рейки длиной 3 и 4 м предназначены для нивелирования 3 и 4 классов. Оба типа реек могут изготавливаться с прямой и обратной оцифровкой шкал в соответствии с прямым или обратным изображением зрительной трубы нивелира;

- *рейка РН-05*. Односторонняя штриховая прецизионная рейка предназначена для нивелирования 1 и 2 классов. Такая рейка представляет собой раму, в которой натянута лента.

Цифры 10, 3 и 0,5 в шифре реек указывают средние квадратические погрешности нивелирования в миллиметрах на 1 км хода, характеризующие точность работ, для которых они предназначены.

В обозначении складных реек после указания их длины добавляется буква «С». В зависимости от длины направления оцифровки шкал добавляется буква «П» - прямая или «О» - обратная. Так, например, складная трехметровая рейка для прямого изображения трубы имеет шифр - РН-3П-3000С.

Двухсторонние рейки типа РН-10 и РН-3 имеют черную и красную стороны, на которых нанесены соответственно черно-белые и красно-белые 10-миллиметровые деления – шашечки. Эти рейки применяются, в основном, на геодезических работах в строительстве. Счет делений по черной стороне идет от нуля, совпадающего с пятой рейки, а по красной стороне - от произвольного числа, обычно превышающего 4000 мм. Таким образом, отсчеты по двум сто-



а – цельная; б - складная  
Рисунок 3.8 – Нивелирные рейки

ронам одной и той же рейки не могут быть одинаковыми, но разность их нулей - величина постоянная. На этом основан контроль производства отсчетов по рейкам в процессе нивелирования.

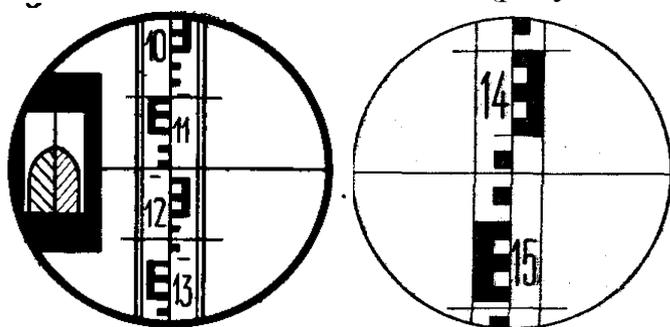
*Взять отсчет по рейке* - значит определить длину вертикального отрезка от точки поверхности, на которой стоит пята рейки до горизонтального луча визирования.

Отсчеты всегда берут по средней горизонтальной нити сетки, а для контроля и определения расстояния до рейки - по нитям дальномера. Поскольку зрительные трубы большинства отечественных нивелиров дают обратные изображения, у них отсчеты в поле зрения трубы возрастают сверху вниз, а у нивелиров с прямыми изображениями - снизу вверх.

Отсчет читается в миллиметрах с точностью до 1 мм и записывается в виде четырехзначного числа:

- сначала по надписям на рейке отсчитываются целые метры и дециметры;
- затем по количеству целых шашечных делений - сантиметры (каждые пять делений для удобства отсчета объединены на рейке в группы в виде буквы «Е»);
- миллиметры определяются «на глаз».

Например, отсчеты по рейке, снятые нивелирами Н-3 и Н-3К, соответственно равны 1190 и 1472 (рисунок 3.9 а, б).

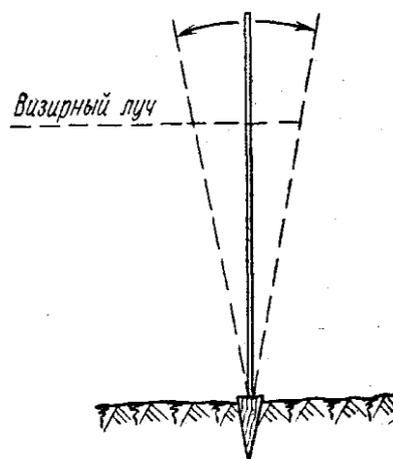


средняя нить – 1190  
верхняя нить – 1101  
нижняя нить – 1277

а

средняя нить – 1472  
верхняя нить – 1400  
нижняя нить – 1554

б



в

а – нивелиром Н-3; б – нивелиром Н-3К; в – при покачивании рейки  
Рисунок 3.9 - Производство отсчетов по нивелирной рейке

При работе с уровнем нивелирами необходимо вращением элевационного винта совместить концы половинок пузырька цилиндрического уровня, после чего производить отсчеты по рейке (рисунок 3.9 а).

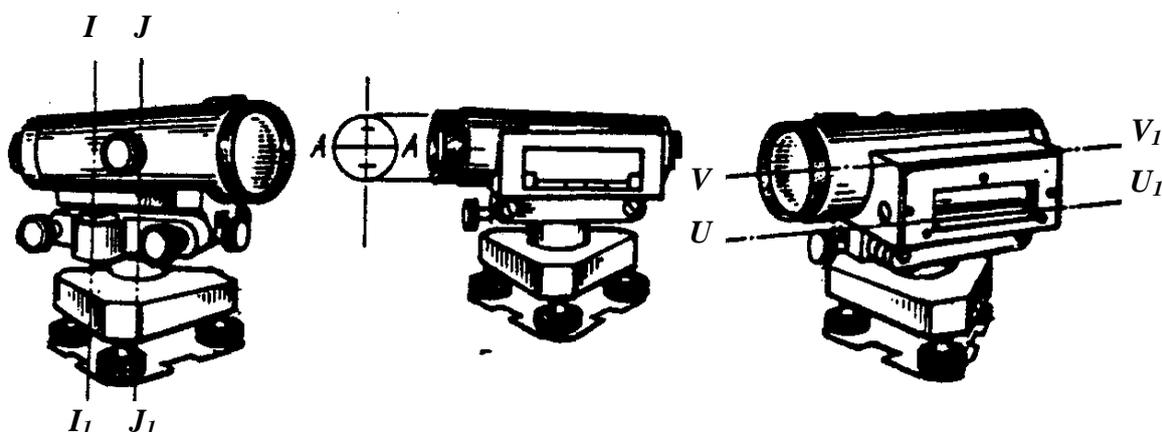
Отсчеты по рейкам производят при отвесном их положении. Для этой цели рейки снабжены круглым уровнем, в момент отсчета его пузырек должен быть на середине. Техника снятия отсчетов по рейке без уровня включает в себя их покачивание в плоскости визирования симметрично относительно вертикального положения (рисунок 3.9 в). Наименьший отсчет соответствует перпендикулярному положению рейки к линии визирования. Если отсчет меньше 1000 мм, то рейку покачивать не следует.

### 3.4.3. Поверки и юстировки нивелиров

*Основным геометрическим условием, которому должны удовлетворять все нивелиры, является горизонтальность линии визирования при наклонах оси прибора в пределах расчетного угла наклона компенсации.*

Прежде чем начать работу с нивелиром, необходимо его осмотреть и убедиться в соответствии основного геометрического условия. Если при внешнем осмотре нивелира повреждений не обнаружено, то приступают к поверкам. Взаимное расположение основных осей прибора показано на рисунке 3.10.

Если при выполнении поверок обнаруживается несоответствие взаимного расположения частей прибора, его юстируют исправительными винтами. Работая с самоустанавливающимися нивелирами, дополнительно делают поверки, контролирующую работу компенсатора. Поверку производят в определенной последовательности, так как юстировка прибора, выполняемая после каждой очередной поверки, дает возможность произвести следующую поверку.



$II_1$  – ось круглого (установочного) уровня,  $JJ_1$  – ось вращения прибора,  $VV_1$  – визирная ось,  $UU_1$  – ось цилиндрического уровня

Рисунок 3.10 - Схема основных осей нивелиров

## Полевые поверки уровенных нивелиров (Н-3)

Для уровенных нивелиров (Н-3) существуют три полевые поверки: поверка круглого уровня, поверка сетки нитей и поверка главного условия (поверка цилиндрического уровня).

**Поверка № 1** – поверка круглого уровня.

*Условие поверки:* Ось круглого уровня должна быть параллельна вертикальной оси вращения нивелира.

Для проверки этого условия устанавливают круглый уровень по направлению двух подъемных винтов и, вращая их в разные стороны, выводят пузырек на среднюю линию. Затем, вращая третий подъемный винт, выводят пузырек уровня в центр круга - в нуль-пункт. После этого зрительную трубу разворачивают на  $180^0$  и проверяют положение пузырька уровня. Условие считается выполненным, если пузырек остался точно на середине – в нуль-пункте. Если же пузырек уровня отклонился в какую-либо сторону, то требуется регулировка уровня - юстировка.

Порядок выполнения *юстировки* в два полуприема.

*Первый полуприем:*

- переместить отклонившийся пузырек к средней линии на половину его отклонения двумя подъемными винтами, вращая их в противоположные стороны;
- устранить другую половину отклонения с помощью двух исправительных (юстировочных) винтов, вращая их также в противоположные стороны.

*Второй полуприем:*

- переместить пузырек к центру на половину отклонения третьим исправительным (юстировочным) винтом;
- устранить другую половину отклонения третьим подъемным винтом.

После этого делается повторная проверка круглого уровня до тех пор, пока пузырек не будет оставаться в центре при любом положении зрительной трубы.

**Поверка № 2** – поверка сетки нитей.

*Условие поверки:* Сетка нитей должна быть установлена без перекоса, т.е. горизонтальная нить сетки должна быть строго горизонтальной, а вертикальная нить - вертикальной.

Поверка выполняется аналогично поверке сетки нитей теодолита одним из способов - по отвесу или наведением на точку.

В случае несоблюдения условия необходимо произвести *юстировку*:

- отвинтить предохранительный колпачок, слегка ослабить крепежные винты металлической пластины и повернуть сетку нитей до совмещения ее вертикальной нити со шнуром отвеса;
- закрепить крепежные винты сетки нитей.

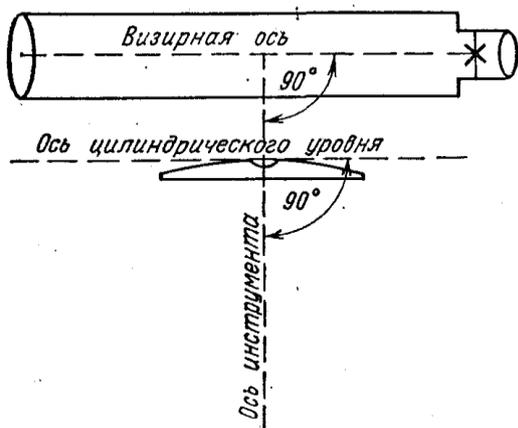
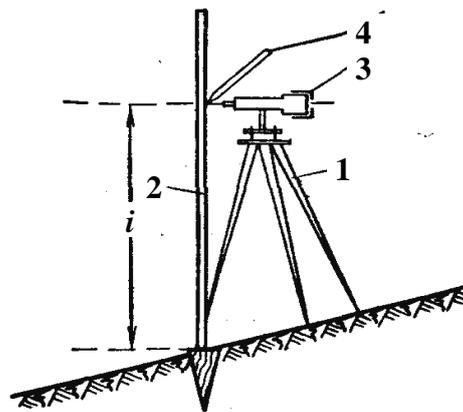


Рисунок 3.11 - Главное условие уровненных нивелиров



1 – нивелир; 2 – рейка; 3 – объектив зрительной трубы; 4 – карандаш;  $i$  – высота нивелира

Рисунок 3.12 - Измерение высоты нивелира

Для контроля действия повторить.

**Поверка № 3** – поверка главного условия.

**Условие поверки:** Ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси зрительной трубы, т.е. визирная ось зрительной трубы должна быть горизонтальной (рисунок 3.11).

Основное геометрическое условие можно проверять двумя способами:

- двойным нивелированием по способу вперед;
- нивелированием из середины и вперед.

**Поверка главного условия уровненных нивелиров способом вперед** заключается в следующем. На ровном месте разбить линию длиной 80 м, концы которой закрепить металлическими костылями или деревянными колышками с вбитыми в торец гвоздями, и выполнить двойное нивелирование по способу вперед (рисунок 3.13).

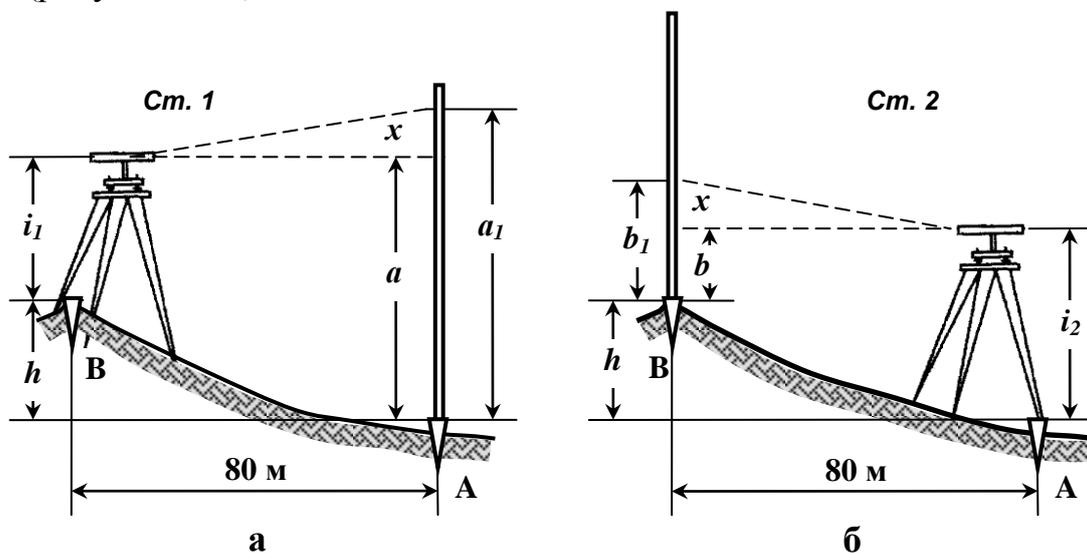


Рисунок 3.13 - Схема поверки главного условия нивелиров способом вперед

Для этого нивелир сначала нужно установить на первой станции так (рисунок 3.13 а), чтобы окуляр по отвесной линии находился над точкой  $B$ , измерить высоту инструмента  $i_1$ , как показано на рисунке 3.12, а по рейке, установленной в точке  $A$ , снять отсчет  $a_1$  по средней горизонтальной нити сетки. Затем нивелир и рейку поменять местами (рисунок 3.13 б), измерить высоту инструмента  $i_2$  на второй станции и снять отсчет по рейке  $b_1$ .

Если визирная ось нивелира не горизонтальна, то в правильные отсчеты по рейкам  $a$  и  $b$  войдет ошибка  $x$ , поэтому фактические отсчеты  $a_1$  и  $b_1$  должны быть исправлены на величину этой ошибки.

Таким образом, правильные отсчеты по рейкам будут

$$\left. \begin{aligned} a &= a_1 - x \\ b &= b_1 - x \end{aligned} \right\}. \quad (3.11)$$

Учитывая это, превышение точки  $B$  над точкой  $A$ , полученное дважды – с первой и со второй станций, выразится следующим образом

$$\left. \begin{aligned} h &= a - i_1 = a_1 - x - i_1 \\ h &= i_2 - b = i_2 - b_1 + x \end{aligned} \right\}. \quad (3.12)$$

Приравняв левые и правые части выражений (3.12), получим

$$a_1 - x - i_1 = i_2 - b_1 + x,$$

или

$$a_1 + b_1 - i_1 - i_2 = 2x,$$

откуда

$$x = \frac{a_1 + b_1}{2} - \frac{i_1 + i_2}{2}. \quad (3.13)$$

**Ошибка  $x$  за непараллельность визирной оси и оси цилиндрического уровня равна полусумме отсчетов по рейке минус полусумма высот инструмента.**

Если абсолютная величина ошибки  $|x| \leq 4$  мм, то нивелир считается пригодным к работе, а если  $|x| > 4$  мм, то выполняют юстировку.

Порядок **юстировки** следующий:

- вычислить правильный отсчет по формуле  $b = b_1 - x$ ;
- вращая элевационный винт, установить среднюю горизонтальную нить сетки нитей на значение вычисленного отсчета  $b$ , при этом пузырек цилиндрического уровня сойдет с середины и оптический контакт изображений половинок концов пузырька нарушится;
- ослабить с помощью шпильки боковые юстировочные винты цилиндрического уровня, находящиеся под крышкой в торцевой части коробки уровня;
- вращая вертикальные юстировочные винты в противоположные стороны, установить контакт изображений половинок концов пузырька;
- затянуть до упора боковые юстировочные винты.

Для контроля поверку повторить.

**Проверка главного условия уровенных нивелиров способом из середины и вперед** заключается в следующем. На ровном месте разбивают линию длиной 80 м, концы которой закрепляют металлическими костылями или деревянными колышками с вбитыми в торец гвоздями, и выполняют нивелирование сначала из середины на первой станции, а затем по способу вперед на второй станции (рисунок 3.14).

Для этого точно посередине между рейками  $A$  и  $B$  устанавливают нивелир на первой станции (рисунок 3.14 а), приводят его в рабочее положение и снимают отсчеты по рейкам  $a_1$  и  $b_1$ . Если визирная ось нивелира не горизонтальна, то фактические отсчеты по обеим рейкам будут содержать одинаковую ошибку  $x_1$ . Тогда правильные отсчеты по рейкам  $a$  и  $b$  должны быть исправлены на величину ошибки и соответственно будут равны

$$\left. \begin{aligned} a &= a_1 - x_1 \\ b &= b_1 - x_1 \end{aligned} \right\} \quad (3.14)$$

С учетом (3.14) превышение точки  $B$  над точкой  $A$  на первой станции выразится следующим образом

$$h_1 = a - b = a_1 - x_1 - b_1 + x_1,$$

или

$$h_1 = a_1 - b_1. \quad (3.15)$$

Следовательно, **инструментальная ошибка  $x_1$**  за непараллельность визирной оси и оси цилиндрического уровня при нивелировании из середины компенсируется, а **превышение  $h_1$**  считается правильным.

Далее нивелир устанавливают за одной из реек на второй станции (например, за точкой  $A$ ; рисунок 3.14 б) на расстоянии 2-3 м, снимают отсчеты  $a_2$  по ближней и  $b_2$  по дальней рейкам и вычисляют превышение  $h_2$  по формуле

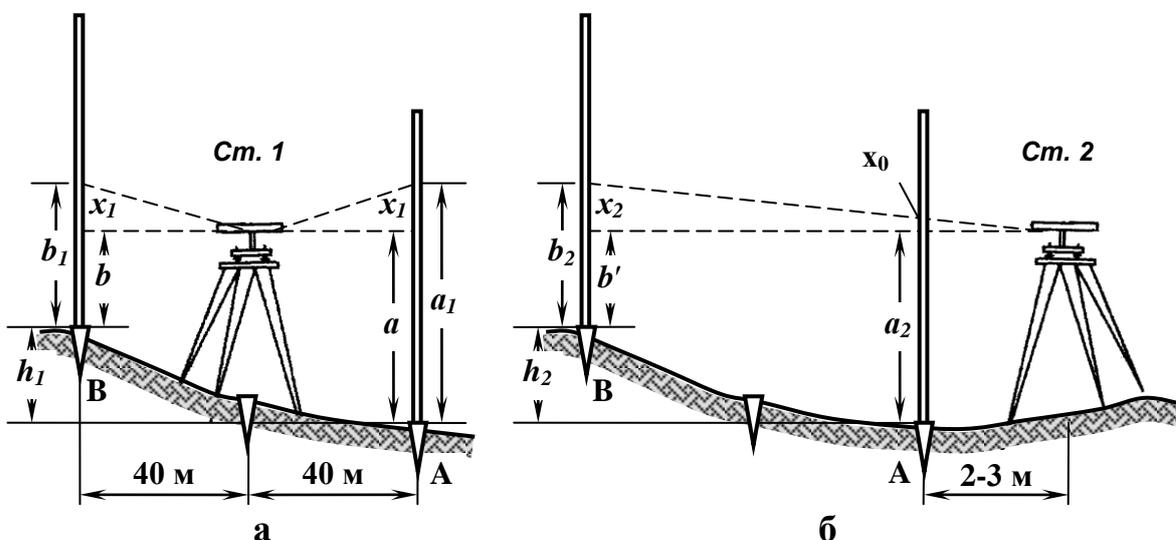


Рисунок 3.14 - Схема проверки главного условия нивелиров способом из середины и вперед

$$h_2 = a_2 - b_2 . \quad (3.16)$$

Отсчет  $a_2$  по ближней рейке считается практически безошибочным, так как его погрешностью  $x_0$  можно пренебречь по малости расстояния от нивелира до рейки. Если линия визирования не горизонтальна, то в отсчет  $b_2$  по задней рейке войдет ошибка  $x_2$ , которую определяют по формуле

$$x_2 = |h_2 - h_1| . \quad (3.17)$$

Если абсолютная величина ошибки  $|x_2| \leq 4$  мм, то нивелир считается пригодным к работе, а если  $|x_2| > 4$  мм, то выполняют юстировку.

Порядок *юстировки* следующий:

- вычислить правильный отсчет по дальней рейке  $b' = a_2 - h_1$ ;
- снять предохранительный колпачок в окулярной части зрительной трубы;
- вращением вертикальных юстировочных винтов сетки нитей в противоположные стороны сместить среднюю горизонтальную нить на вычисленный отсчет по рейке.

Для контроля поверку обязательно повторяют.

### Полевые поверки нивелиров с компенсаторами (Н-3К)

Перед работой с нивелирами, имеющими компенсатор (например, нивелир Н-3К), дополнительно к описанным первым трем поверкам для уровенных нивелиров выполняют еще две поверки, в ходе которых проверяется исправность компенсатора и полнота компенсации углов наклона оси вращения прибора. Поэтому ниже будут рассмотрены только четвертая и пятая поверки нивелиров с компенсаторами.

**Поверка № 4** – поверка компенсатора.

*Условие поверки:* Компенсатор должен быть исправен.

Для проверки исправности компенсатора приводят ось вращения нивелира в отвесное положение и снимают отсчет по рейке, установленной в 40-50 м от прибора. Не убирая глаз от окуляра, слегка постучать по штативу. Изображение рейки при этом станет нечетким из-за дрожания компенсатора. Если компенсатор исправен, то изображение рейки восстановится через 1-2 с, а отсчет по рейке останется неизменным. Неисправность компенсатора устраняется в оптико-механической мастерской.

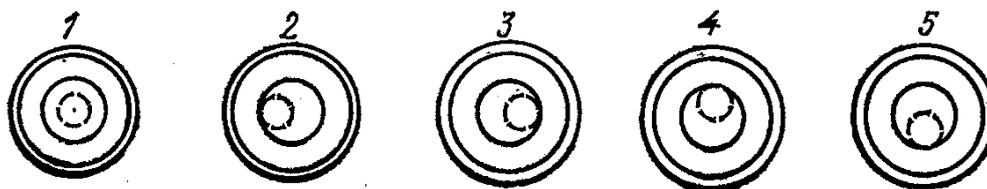


Рисунок 3.15 - Положение пузырька круглого уровня при проверке компенсации углов наклона оси вращения нивелиров с компенсаторами

**Поверка № 5** – поверка компенсации углов наклона.

**Условие поверки:** Компенсация углов наклона оси вращения прибора должна быть полной.

Для поверки полноты компенсации углов наклона нужно установить нивелир в середине створа между рейками, отстоящими друг от друга на расстоянии 100 м, и выполнить нивелирование способом «из середины» пятью сериями при разных положениях пузырька круглого уровня. В четырех сериях трубу наклоняют вправо 2, влево 3, назад 4 и вперед 5 на предельный угол компенсации, а в пятой серии - без наклона 1 (рисунок 3.15). В каждой серии определяют среднее значение превышений по одной стороне рейки.

Если средние значения превышений, полученные при положении пузырька круглого уровня 2, 3, 4, 5, отличаются от среднего превышения при положении 1 более чем на 5 мм, то прибор нуждается в заводской юстировке и должен быть направлен в оптико-механическую мастерскую.

### 3.5. Понятие о других видах нивелирования

#### 3.5.1. Гидростатическое нивелирование

Гидростатическое нивелирование основано на законе сообщающихся сосудов. Согласно известному физическому явлению, жидкость в сообщающихся сосудах устанавливается на одном уровне. Разность высот водяных столбов  $a$  и  $b$  в сосудах, стоящих в точках  $A$  и  $B$ , даст превышение  $h$  между этими точками (рисунок 3.16 а)

$$h = a - b = (l_1 - c_{1a}) - (l_2 - c_{2b})$$

или

$$h = (l_1 - l_2) - (c_{1a} - c_{2b}), \quad (3.18)$$

где  $(l_1 - l_2)$  – разность высот сосудов;

$(c_{1a} - c_{2b})$  – разность расстояний отсчетов от верха сосудов до поверхности жидкости.

Для данного гидростатического нивелира разность высот сосудов есть величина постоянная и называется *местом нуля*  $MO$ . Следовательно,  $(l_1 - l_2) = MO$ , и формула (3.18) примет вид

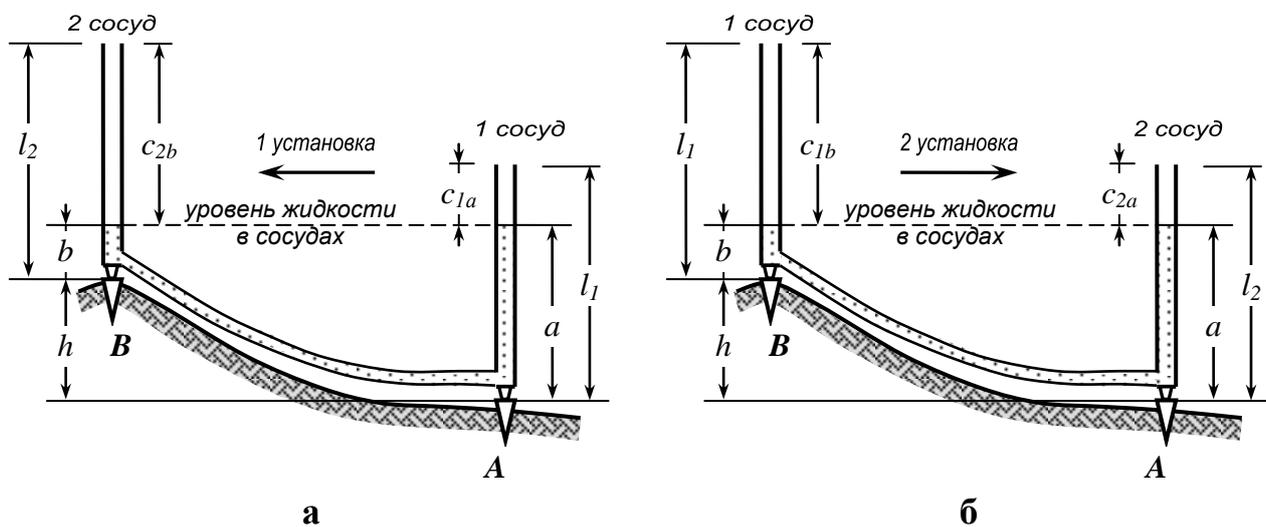
$$h = MO - (c_{1a} - c_{2b}). \quad (3.19)$$

Если сосуды поменять местами (рисунок 3.16 б), то превышение  $h$  между точками  $A$  и  $B$  при второй установке сосудов будет

$$h = a - b = (l_2 - c_{2a}) - (l_1 - c_{1b}) = (l_2 - l_1) + (c_{1b} - c_{2a})$$

или

$$h = (c_{1b} - c_{2a}) - MO. \quad (3.20)$$



а – в прямом направлении; б – в обратном направлении  
 Рисунок 3.16 – Схема гидростатического нивелирования с переустановкой сосудов

Решая уравнения (3.19) и (3.20) относительно  $h$  и  $MO$ , соответственно получим

$$h = \frac{(c_{1a} - c_{2b}) - (c_{1b} - c_{2a})}{2}, \quad (3.21)$$

$$MO = \frac{(c_{1a} - c_{2b}) + (c_{1b} - c_{2a})}{2}. \quad (3.22)$$

Формула (3.21) позволяет определять превышения методом двойного нивелирования с взаимной перестановкой сосудов. Эта методика повышает точность результата, но весьма трудоемка. Для технического нивелирования могут быть использованы формулы (3.19) и (3.20), но при этом предварительно необходимо определить место нуля по формуле (3.22).

### 3.5.2. Барометрическое нивелирование

Барометрическое нивелирование основано на законе изменения атмосферного давления по высоте над уровнем моря, согласно которому плотность воздуха, а следовательно и атмосферное давление с подъемом на высоту, уменьшается. По разности измеренных давлений и температур в двух точках  $A$  и  $B$  можно определить превышение  $h$  – разность высот этих точек  $H_A$  и  $H_B$  над уровнем моря (рисунок 3.17). Средняя величина атмосферного давления на уровне моря при температуре  $0^\circ\text{C}$  равна 760 мм рт.ст.

При барометрическом нивелировании имеют место два допущения:

1. Изобарические поверхности располагаются параллельно уровенной поверхности.
2. Наблюдение в разных точках производится одновременно.



Рисунок 3.17 - Схема барометрического нивелирования

Величина атмосферного давления зависит не только от высоты, но и от состояния воздуха, его температуры, влажности и других факторов. Зависимость между давлением  $p_1$  и  $p_2$  атмосферы в точках измерения  $A$  и  $B$  и разностью высот этих точек  $H_A$  и  $H_B$  определяется **барометрической формулой реальной атмосферы**

$$h = H_A - H_B = \frac{R \cdot \bar{T}_v}{g_{cp}} \cdot \ln \frac{p_1}{p_2}$$

или

$$(3.23)$$

$$h = H_A - H_B = \frac{R \cdot \bar{T}_v}{g_{cp} \cdot M} \cdot \lg \frac{p_1}{p_2},$$

где  $M$  – модуль перехода от натуральных логарифмов к десятичным,  
 $M = 0,43429$ ;

$R$  – удельная газовая постоянная, для атмосферного воздуха по  
 ГОСТу 4401-81  $R = 287,05287 \text{ м}^2/\text{с}^2\text{К}$ ;

$\bar{T}_v$  – виртуальная температура, учитывающая влажность воздуха  $e$

$$\bar{T}_v = T_{cp} \cdot \left( + \frac{0,138 \cdot e_{cp}}{p_{cp}} \right);$$

$$(3.24)$$

$T_{cp}$  – среднеинтегральная температура, при которой вычисленное превышение соответствует его действительному значению

$$T_{cp} = 273,15 \cdot (1 + \alpha \cdot t_{cp}),$$

$$(3.25)$$

$t_{cp} = 0,5 \cdot (t_1 + t_2)$  – средняя температура,

$t_1$  и  $t_2$  – температура воздуха в точках измерения;

$\alpha$  – коэффициент температурного расширения воздуха, равный

$$\alpha = \frac{1}{273,15} = 0,003661...;$$

$$(3.26)$$

$e_{cp} = 0,5 \cdot (e_1 + e_2)$  – средняя влажность воздуха,  
 $e_1$  и  $e_2$  – влажность воздуха в точках измерения;  
 $p_{cp} = 0,5 \cdot (p_1 + p_2)$  – среднее давление,  
 $p_1$  и  $p_2$  – давление воздуха в точках измерения;  
 $g_{cp} = 0,5 \cdot (g_1 + g_2)$  – среднеинтегральное ускорение силы тяжести,  
 $g_1$  и  $g_2$  – ускорение силы тяжести в точках измерения;

$$g_{1,(2)} = g_0 \cdot \left( \frac{R_3}{R_3 + H_{1,(2)}} \right)^2, \quad (3.27)$$

$g_0$  – ускорение силы тяжести над поверхностью моря,

$$g_0 = 9,7803266 (1 + 0,00530248 \sin^2 B - 0,00000585 \sin^2 2B), \quad (3.28)$$

$R_3$  – радиус Земли;

$H_{1,(2)}$  – высота точки;

$B$  – геодезическая широта.

Чаще на практике разность высот точек при барометрическом нивелировании подсчитывается по сокращенным формулам М. В. Певцова, Бабине или Арно.

#### **Сокращенная формула М. В. Певцова**

$$h = N \cdot (1 + \alpha \cdot t_{cp}) \cdot \lg \frac{p_1}{p_2}, \quad (3.29)$$

где  $N = 273,15 \cdot \frac{R}{g_{cp} \cdot M}$ .

#### **Сокращенная формула Бабине**

$$h = K \cdot (1 + \alpha \cdot t_{cp}) \cdot \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2}, \quad (3.30)$$

где  $K = 2 \cdot 273,15 \cdot \frac{R}{g_{cp}} \approx 16000$ .

**Сокращенная формула Арно** – для политропной атмосферы, когда температура и высота изменяются по линейному закону

$$h = \frac{R \cdot (t_1 - t_2)}{g_{cp}} \cdot \frac{\ln \frac{p_1}{p_2}}{\ln \frac{t_1}{t_2}}. \quad (3.31)$$

При использовании микрокалькуляторов вычисления по формулам (3.23) – (3.31) не вызывают никаких затруднений, поэтому пользоваться барометрическими таблицами нецелесообразно.

Для измерения атмосферного давления или разности давлений применяются ртутные барометры, барометры-анероиды МД-49-2, МД-49-А и термо-



### 3.6. Контрольные вопросы по 3 разделу

1. Что называется нивелированием?
2. Какие существуют способы определения превышений и отметок точек?
3. В чем заключается способ нивелирования из середины и вперед?
4. Что такое горизонт инструмента?
5. Как вычисляются отметки точек при нивелировании вперед и из середины?
6. Как вычисляются отметки точек через горизонт инструмента?
7. В чем сущность последовательного нивелирования?
8. Дать классификацию нивелирам и нивелирным рейкам.
9. Объясните основные поверки нивелира с элевационным винтом.
10. Объясните основные поверки нивелира с самоустанавливающейся линией визирования.
11. Как закрепляются пункты нивелирных ходов на местности?
12. В чем заключается сущность тригонометрического, барометрического, гидростатического и аэрорадиолокационного нивелирования?
13. Определить горизонт инструмента, если отсчет по рейке, установленной на точке  $A$ , равен 1824, а ее отметка  $H_A = 170,024$  м.
14. Вычислить превышение, определяемое методом тригонометрического нивелирования, если наклонное дальномерное расстояние  $D=170,05$  м, а угол наклона визирной оси  $\nu = 3^\circ 21'$ .

## 4. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ МЕСТНОСТИ

### 4.1. Общие сведения о топографических съемках местности

При изучении элементов геодезических измерений на земной поверхности на прошедших занятиях отмечалось, что для составления карт, планов и профилей земельных участков необходимо выполнить полевые измерения, т.е. измерить линии, углы и высоты точек. Этот процесс полевых измерений называется съемкой местности.

Таким образом, *съемкой местности* называется совокупность угловых и линейных измерений на земной поверхности для составления плана, карты или профиля.

Съемки классифицируются по характеру и объему получения данных, а также по применяемым способам и средствам измерения.

**По характеру и объему получения данных** съемки подразделяются на горизонтальные, вертикальные и горизонтально-вертикальные.

*Горизонтальные (контурные)* съемки обеспечивают составление плана только с изображением контуров местных предметов.

*Вертикальные (высотные)* съемки обеспечивают составление плана с изображением рельефа местности в горизонталях или отметках.

*Горизонтально-вертикальные (топографические)* съемки обеспечивают составление плана с изображением контуров местных предметов и рельефа местности.

**По применяемым способам и средствам измерений** различают следующие виды съемок: теодолитную, тахеометрическую, нивелирную, мензурную, фототеодолитную, аэрофотосъемку, буссольную и глазомерную.

*Теодолитную съемку* выполняют теодолитом и мерной лентой, в результате которой получают контурный или ситуационный план.

*Тахеометрическую съемку* выполняют теодолитом-тахеометром или тахеометром и получают план с изображением рельефа.

*Нивелирную съемку* выполняют нивелиром и получают план с изображением рельефа местности в горизонталях и отметках – топооснову.

*Мензурную съемку* производят с помощью мензулы и кипрегеля, в результате которой непосредственно на местности получают план с изображением рельефа.

*Фототеодолитную съемку* выполняют фототеодолитом и может быть получен как контурный, так и топографический план местности.

*Аэрофотосъемку* производят фотоаппаратом, установленным на самолете. Аэрофотосъемка является наиболее прогрессивным методом, в результате которой получают как контурный, так и топографический план местности.

*Буссольную съемку* ведут буссолью и как самостоятельную применяют лишь при съемке небольших лесных участков, а также в качестве дополнительной при других видах съемок.

*Глазомерную съемку* производят визирной линейкой на планшете с компасом и получают ориентировочный (примерный) план местности.

Выбор вида съемки зависит от стадии изысканий, характера будущего объекта, условий проведения съемки, наличия времени и средств измерений и других факторов.

При выполнении съемок соблюдают требования общеобязательных инструкций Главного управления геодезии и картографии (ГУГК) и нормативных документов Госстроя РФ (строительные нормы - СН). Этими документами подробно регламентируются элементы местности, подлежащие съемке, методы выполнения работ, требования к точности их выполнения и форме отчетного материала. Съемки, выполняемые в соответствии с этими требованиями, называют **основными**.

Инженерно-геодезические съемки, как правило, производятся на основе государственных геодезических сетей, сетей сгущения и геодезической основы съемок.

Изучение топографических съемок начнем с теодолитной съемки, в процессе которой определяется взаимное расположение всех элементов местности и составляется план этой местности для решения различных инженерных задач.

## 4.2. Теодолитная съемка

### 4.2.1. Сущность теодолитной съемки, состав и порядок работ

Основными геодезическими инструментами для теодолитной съемки являются теодолит и стальная землемерная лента. В состав теодолитной съемки входит комплекс полевых и камеральных работ.

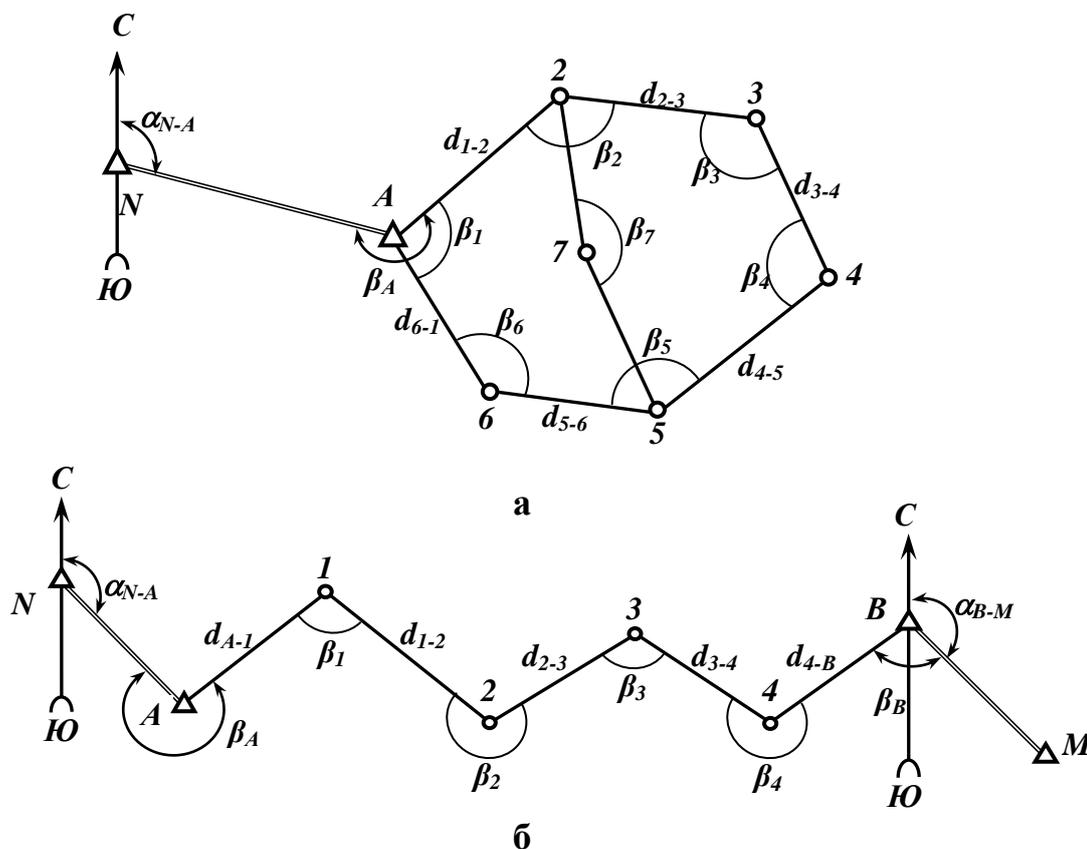
*Полевые работы* включают угловые и линейные измерения на местности с последовательным выполнением двух этапов работ:

- создание плановой рабочей (геодезической) основы съемки и ее привязку к пунктам опорной геодезической сети;
- съемку подробностей местной ситуации.

*Камеральные работы* теодолитной съемки состоят из вычислительной и графической обработки результатов полевых измерений, в ходе которых вычисляют координаты вершин теодолитного хода и строят контурный план участка местности в заданном масштабе.

Полевые работы по **созданию плановой геодезической основы** составляют 10-20% от всего объема работ по теодолитной съемке и выполняются более точными способами путем проложения теодолитных ходов.

Теодолитный ход представляет систему ломаных линий на местности, в которых углы измерены теодолитом, а стороны – 20-метровой стальной лентой или дальномером с точностью не менее 1/1500... 1/2000. Нитяной дальномер из-за малой точности применять нельзя.



а – сомкнутый полигон; б – разомкнутый полигон  
Рисунок 4.1 – Теодолитные ходы

Система опорных точек и линий, разбитых на местности и увязанных между собой мерами линий и углов, является **плановой геодезической основой угломерной съемки** и называется **полигоном**.

В зависимости от характера снимаемого участка теодолитные полигоны бывают двух видов – сомкнутые и разомкнутые.

Теодолитный ход в виде многоугольника характерен для съемки площадных участков и называется *сомкнутым полигоном* (рисунок 4.1 а).

Теодолитный ход в виде ломаной линии характерен для съемки узких, но протяженных участков и называется *разомкнутым полигоном* (рисунок 4.1 б). Разновидностью разомкнутого полигона является диагональный ход 2-7-5 (рисунок 4.1 а), который прокладывается для съемки местности внутри сомкнутого полигона между опорными точками и примыкает к сторонам полигона с помощью примычных углов.

Все отсчеты при измерении углов и линий, а также результаты измерений записывают в полевой угломерный журнал и абрис.

Для контроля угловых измерений и ориентирования линий при ведении абрисов с помощью буссоли измеряют прямые  $A_{np}$  и обратные  $A_{обр}$  магнитные азимуты. Из двух результатов измерений принимается среднее значение по формуле

$$A_M = \frac{A_{np} + A_{обр} - 180^0}{2}. \quad (4.1)$$

В сомкнутых полигонах измеряется азимут только одной начальной стороны или наиболее длинной. В разомкнутом полигоне измеряется азимут начальной и конечной сторон. Азимуты измеряются, когда теодолит установлен в начальной или конечной точке данной стороны полигона, приведен в рабочее положение и ориентир-буссоль установлена на свое место, а магнитная стрелка освобождена арретиром.

Прежде чем измерить азимут, *теодолит ориентируют по магнитному меридиану* следующим образом:

- вращением алидады на горизонтальном круге установить отсчет, равный нулю ( $0^{\circ}00'00''$ ) - сначала грубо, а затем наводящим винтом алидады точно;
- освободить лимб и вращать его вместе с алидадой до такого положения, при котором магнитная стрелка ориентир-буссоли покажет север;
- закрепить лимб и, когда магнитная стрелка успокоится, наводящим винтом горизонтального круга ее северный конец точно совместить с риской «север» и проверить отсчет по горизонтальному кругу;
- если выставленный отсчет почему-либо сбился с нуля, то его необходимо поправить.

Таким образом, зрительная труба оказывается точно сориентированной по магнитному меридиану при отсчете  $0^{\circ}00'00''$  по горизонтальному кругу.

Теперь, чтобы измерить азимут данной стороны полигона, достаточно освободить алидаду, навести трубу на вежу, стоящую на другом конце линии и снять отсчет по горизонтальному кругу. Этот отсчет и будет азимутом  $A_M$  данной линии. От азимутов на местности переходят к дирекционным углам на плоскости.

При прокладке теодолитных ходов накапливаются ошибки в измерениях и вычислениях. Для своевременного обнаружения этих ошибок, а также для нанесения точек ходов на план или карту теодолитные ходы привязывают к пунктам геодезической сети.

**Привязка теодолитных ходов к пунктам опорной геодезической сети** заключается в том, что в начальной и конечной точках полигона измеряются *примычные углы*, справа по ходу лежащие. На рисунке 4.1 начальная  $A$  и конечная  $B$  точки привязанного хода – это пункты геодезической сети с известными координатами, а  $\beta_A$  и  $\beta_B$  – примычные углы. С точек  $A$  и  $B$  должны быть известны направления на другие пункты геодезической сети, например на пункты  $N$  и  $M$ , характеризующиеся дирекционными углами по направлению хода  $\alpha_{N-A}$  и  $\alpha_{B-M}$ . Для полной и безошибочной привязки теодолитных ходов измеряют не по одному примычному углу на начальной и конечной точках, а по два, наблюдая на другие пункты геодезической сети. Существуют и другие случаи привязки теодолитных ходов к пунктам геодезической сети, которые будут рассмотрены позже.

После создания плановой рабочей основы приступают к съемке подробностей местной ситуации. Очень часто съемку контуров ситуации выполняют одновременно с проложением теодолитных ходов.

**Съемка подробностей местной ситуации** является второй составной частью полевых работ угломерной съемки. Она значительно более трудоемка, нежели создание плановой геодезической основы и составляет 80-90% от общего объема полевых работ. Съемка подробностей заключается в измерении в натуре всех местных предметов и углов. Плановой основой для нее служит сомкнутый или разомкнутый полигон. Поскольку полигон измеряется в натуре точными способами, взаимное положение сторон и вершин полигона в плане точно определено, то съемка подробностей производится менее точными способами и накопление больших ошибок при этом исключается.

Основные способы съемки подробностей местной ситуации будут рассмотрены в пункте 4.2.3.

**Камеральные (вычислительные и чертежные) работы** включают проверку полевых журналов и абрисов, составление схематического чертежа теодолитных ходов, вычисление координат всех точек ходов и составление на чертежной бумаге контурного (ситуационного) плана местности. При необходимости определяют площади заснятого участка или отдельных его частей.

Камеральные работы будут рассмотрены в пунктах 4.2.4 – 4.2.7.

#### 4.2.2. Создание плановой геодезической основы для теодолитной съемки

Создание плановой геодезической основы для теодолитной съемки включает подготовительные и измерительные работы. В *подготовительный период* производят рекогносцировку участка местности, подлежащего съемке, и разбивку опорных точек полигона. В ходе *измерительных работ* производят измерения горизонтальных углов полигона теодолитом и его сторон мерной лентой или дальномером.

#### Рекогносцировка участка местности, выбор и разбивка опорных точек полигона

Рекогносцировку участка местности, выбор и закрепление опорных точек полигона производят одновременно.

В результате **рекогносцировки** осматривают участок местности путем его обхода или объезда, устанавливают направление теодолитного хода и визуальным осмотром намечают места для установки опорных точек полигона, которые обозначаются геодезическими вехами. При выборе на участке мест под опорные точки полигона необходимо руководствоваться определенными правилами.

*Правила выбора опорных точек полигона:*

1. Количество точек должно быть минимальным, но достаточным для ведения съемки всей площади участка и некоторой прилегающей территории.

2. Опорные точки необходимо располагать на возвышенных местах, на перегибах рельефа с таким расчетом, чтобы из каждой точки была хорошая видимость на две соседние точки, причем полная просматриваемость до земли вех, установленных в этих точках.

3. Места под точки должны обеспечивать установку теодолита и хорошую видимость окружающей местности в радиусе 150-200 м.

4. Расстояние между точками должно быть в пределах 20-350 м. Нормальным расстоянием считается 250-300 м.

5. Стороны полигона должны позволять измерение их мерной лентой. Участки, занятые оврагами, болотами и т.д., целесообразно теодолитным ходом обойти.

Выбранные на местности опорные точки полигона разбиваются.

**Разбить опорные точки полигона** - значит закрепить их временными или постоянными закрепительными знаками с окапыванием их канавкой глубиной 5-10 см. Опорные точки полигона в зависимости от характера местности закрепляют деревянными кольями и столбами, металлическими трубками диаметром 2-3 см, костылями, а также гвоздями, вбитыми в пни. Если геодезическая основа нужна только на период съемки, то опорные точки обозначаются колышками, рядом с которыми впритык устанавливаются геодезические вехи. Если же геодезическая основа создается на длительное время, то опорные точки делаются в виде реперов. Нумерация опорных точек полигона производится по часовой стрелке.

### Измерительные работы по созданию плановой рабочей основы теодолитной съемки

*Измерение горизонтальных углов полигона* производится путем обхода с теодолитом всех опорных точек (вершин полигона) по ходу часовой стрелки, причем измеряются углы, справа по ходу лежащие.

*Опорная точка, над которой устанавливается теодолит для производства геодезических измерений, называется станцией.*

Измерение углов выполняется полным приемом при «круге лево» и «круге право». Двукратное измерение одного и того же угла при разных положениях зрительной трубы позволяет исключить влияние коллимационной ошибки и гарантирует точные результаты. Расхождение значений углов в двух полуприемах не должно превышать двойную точность прибора.

*Измерение сторон полигона*, во избежание грубых просчетов, производится дважды - в прямом и обратном направлениях. Стороны полигона длиной более 100 м предварительно провешиваются. При измерении линий учитывают ее наклон к горизонту. При углах наклона линии более  $1^{\circ},5$  вводятся поправки за приведение ее длины к горизонту. Если на измеряемой линии несколько точек перегиба, то при измерении ее мерной лентой или дальномером соответствующей точности углы наклона измеряются на каждом отрезке, ограниченном точками перегиба. При измерениях мерными лентами отклонение конца

ленты от створа линии допускается до 15 см, прогиб ленты в вертикальной плоскости или изгиб ее в сторону допускается до 10 см, а точность измерения углов наклона должна быть тем больше, чем больше угол наклона и длиннее линия.

Все данные измерений углов и линий по созданию плановой рабочей основы для теодолитной съемки заносят в специальный журнал (таблица 4.1).

Таблица 4.1 - Журнал измерения углов и линий при теодолитной съемке

Дата измерения 12 марта 2008 г.

Наблюдал Иванов В. М.

Вычислял Иванов В. М.

Номер станции	Номера наблюдаемых точек	Углы			Прямые и обратные магнитные азимуты	Линии	
		Отсчеты по горизонтальному кругу	Горизонтальный угол из полуприема	Среднее значение угла		Длина, м	Угол наклона
1	2	3	4	5	6	7	8
		<b>Круг лево</b>					
	5	78°41',5 (1)	74°22'(5)		63°12' (9)	сторона 1-2	4°15'(13)
	2	04°19',5 (3)			348°37' (8)		
1				74°22'(7)		186,61 (11)	
		<b>Круг право</b>				186,64 (12)	
	5	258°40',5 (2)	74°22'(6)				
	2	184°18',5 (4)					

При угловых и линейных измерениях по созданию плановой рабочей основы теодолитной съемки рекомендуется следующий порядок работы на каждой станции (рисунок 4.2 и таблица 4.1), последовательность записей указана в скобках цифрами:

- устанавливается теодолит на станции;
- при «круге лево» зрительная труба наводится на основание вехи, стоящей на задней точке, и берется отсчет по горизонтальному кругу  $KL_5$  (1);
- труба переводится через зенит, отпускается винт алидады и колонка прибора поворачивается на  $180^0$ ; зажимается винт алидады и аналогично берется отсчет по горизонтальному  $KП_5$  (2) кругу на заднюю точку при «круге право»;
- отпускается винт алидады, зрительная труба наводится на переднюю точку на основание вехи, зажимается винт алидады и берется отсчет по горизонтальному кругу при «круге право»  $KП_2$  (3);
- труба переводится через зенит, отпускается винт алидады и колонка поворачивается на  $180^0$ ; зажимается винт алидады и в той же последовательности берется отсчет по горизонтальному  $KL_2$  (4) кругу при «круге лево».

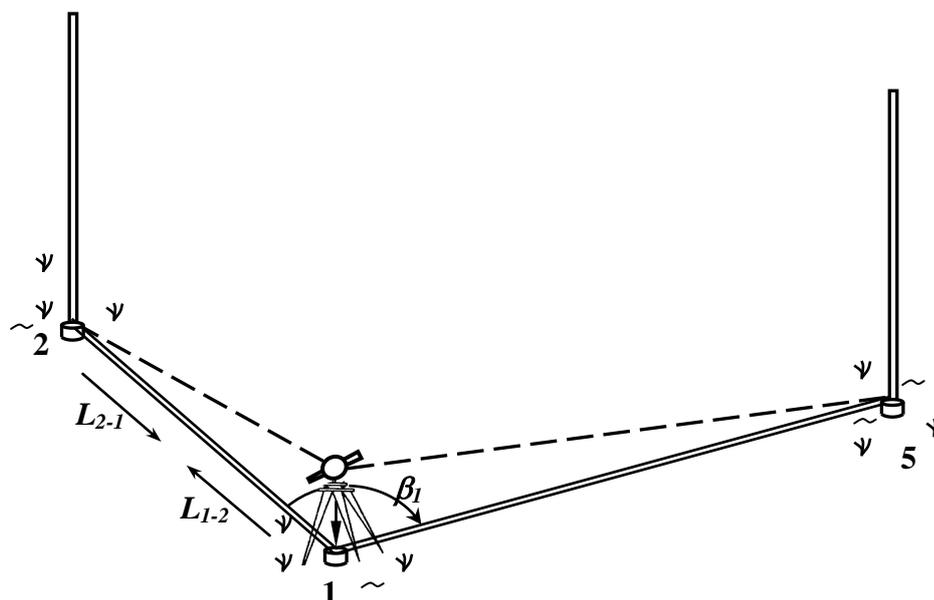


Рисунок 4.2 – Съёмка опорных точек теодолитного хода

После взятия последнего отсчета теодолит рекомендуется оставить с закрепленными винтами, т.к. при вычислении углов может возникнуть потребность проверки правильности отсчетов;

- вычисляются горизонтальные углы при «круге лево»  $\beta_{КЛ}$  (5) и «круге право»  $\beta_{КП}$  (6), для чего всегда из «заднего» отсчета вычитается «передний». Если этого сделать нельзя, то к «заднему» отсчету прибавляется  $360^0$

$$\beta_{КЛ} = КЛ_5 - КЛ_2,$$

$$\beta_{КП} = КП_5 - КП_2 ;$$

- контролируется правильность измерения углов. Углы, измеренные при двух положениях круга, должны отличаться не более, чем на двойную точность прибора, в противном случае углы нужно измерить заново

$$|\beta_{КЛ} - \beta_{КП}| \leq 2 \cdot m_\beta ;$$

- вычисляется среднее значение горизонтального угла  $\beta_{ср}$  (7)

$$\beta_1 = \beta_{ср} = \frac{\beta_{КЛ} + \beta_{КП}}{2} ;$$

- с помощью ориентир-буссоли теодолита измеряются прямой  $A_{1-2}$  (8) и обратный  $A_{5-1}$  (9) магнитные азимуты сторон 1-2 и 5-1 ;

- с помощью землемерной ленты или дальномера измеряется длина стороны полигона 1-2, идущая по направлению хода, в прямом  $L_{1-2}$  (10) и обратном  $L_{2-1}$  (11) направлениях;

- вычисляется среднее значение длины  $L_{ср}$  линии 1-2 (12)

$$L_{1-2} = L_{ср} = \frac{L_{1-2} + L_{2-1}}{2} ;$$

- с помощью эклиметра или вертикального круга теодолита (если таковой имеется) измеряется угол наклона линии 1-2 (13).

### 4.2.3. Способы съемки подробностей местной ситуации

Съемка подробностей местной ситуации производится отдельными, не связанными между собой участками со сторон и вершин теодолитного хода, шестью основными способами (рисунок 4.3): прямоугольных координат (перпендикуляров); полярных координат; угловых засечек; линейных засечек; створов; обхода.

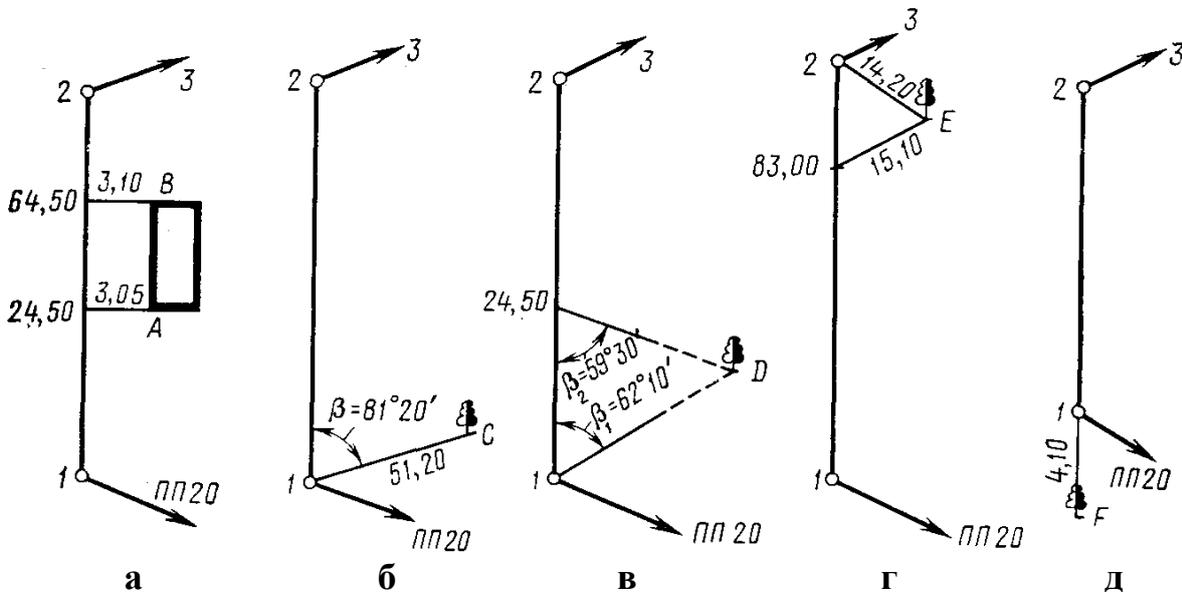
Выбор того или иного способа зависит от характера местности, чаще всего они применяются в различных взаимных комбинациях. Результаты съемки заносят на абрис, при этом способ построения контуров на абрисе соответствует способу съемки их на местности.

*Абрис* - это составленный от руки схематический чертеж в произвольном масштабе, на котором показывают опорные точки и линии съемки, взаимное расположение местных предметов и контуров и результаты измерений. На абрисе делают необходимые пояснительные надписи.

Если с данной станции (линии) съемка контура не закончена, то на новой станции ее следует начинать с точки, которая уже была снята с предыдущей станции (линии).

Для контроля наиболее важные объекты или отдельные их точки повторно снимают с другой станции или другим способом.

Съемка подробностей способом прямоугольных координат производится звеном в составе 4-5 человек при помощи мерной ленты и рулетки (рисунок 4.3 а). Этим способом снимаются подробности местности, лежащие вдоль обеих сторон полигона на расстояниях от 4 до 60 м, в зависимости от масштаба съемки. При этом сторона полигона является осью съемки.



а – перпендикуляров; б – полярных координат; в – угловой засечки;  
г – линейной засечки; д - створов

Рисунок 4.3 - Способы съемки подробностей местной ситуации

Все данные зарисовываются и записываются на абрис (рисунок 4.4). Во всех характерных точках местности, расположенных справа и слева от оси съемки, устанавливаются вехи. Это делается последовательно, по ходу движения вперед. Из каждой съемочной точки опускаются перпендикуляры на ось съемки. *Расстояние от начальной точки стороны полигона до перпендикуляра является абсциссой* и измеряется мерной лентой, а *длина перпендикуляра – ординатой*, измеряемой рулеткой.

Для повышения точности построений перпендикуляров на местности используют *двухзеркальный экер* (рисунок 4.5 а), который состоит из четырехгранного корпуса, на внутренних поверхностях боковых граней которого закреплены два зеркала под углом  $45^{\circ}$ . В металлической оправе над зеркалами имеются два окна. Для удержания прибора имеется ручка с крючком для подвешивания отвеса. Принцип действия экера состоит в том, что луч света, отраженный от двух плоских зеркал, пересекает свое первоначальное направление под углом, вдвое большим угла между зеркалами, т.е. под углом  $90^{\circ}$ . Для нахождения перпендикуляра на угол здания наблюдатель перемещается вдоль оси съемки до тех пор, пока угол здания в окошке экера не совместится с изображением опорной точки I в зеркале под этим окошком.

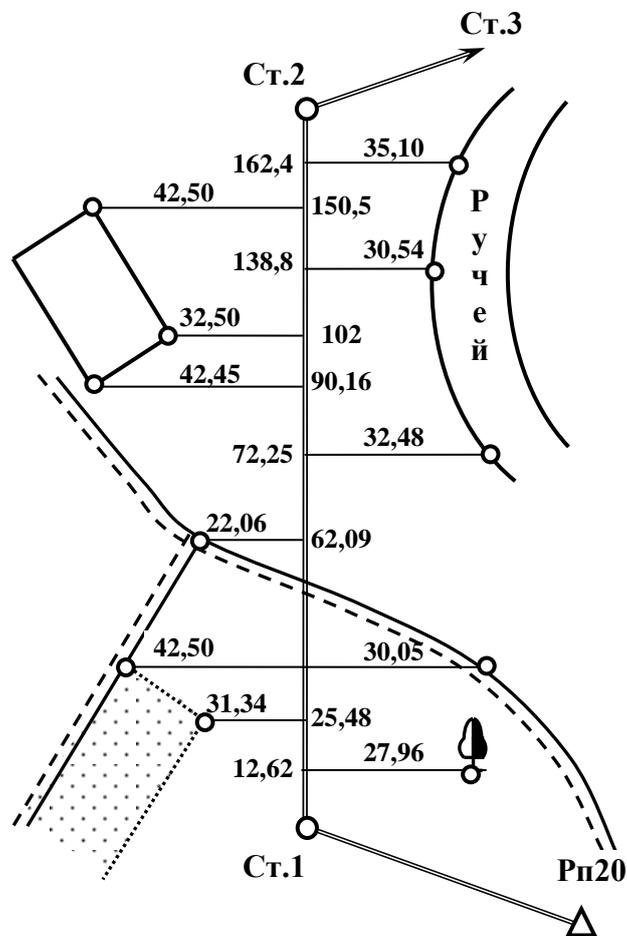
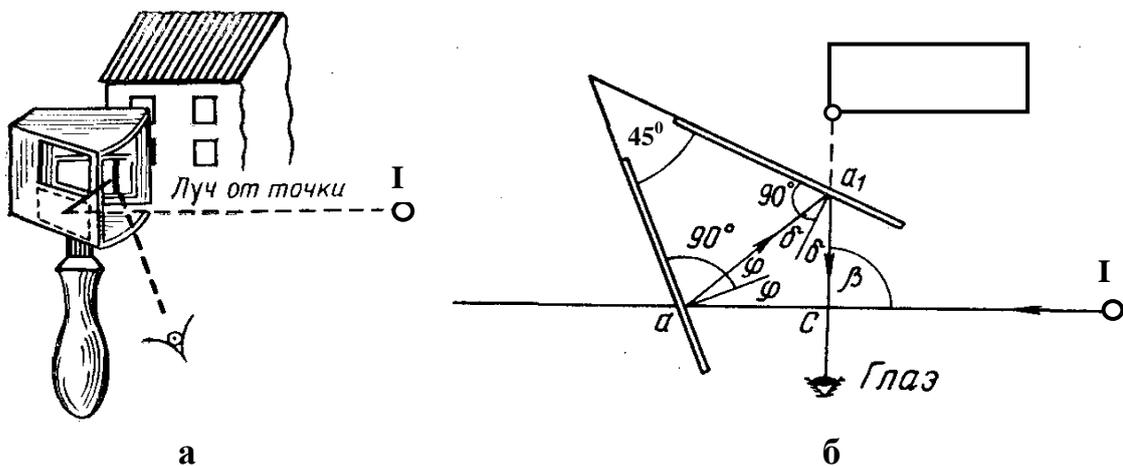


Рисунок 4.4 - Абрис съемки способом перпендикуляров



а – общий вид; б – ход лучей  
Рисунок 4.5 - Двухзеркальный экер

Для повышения точности построений перпендикуляров на местности используют *двухзеркальный экер* (рисунок 4.5 а), который состоит из четырехгранного корпуса, на внутренних поверхностях боковых граней которого закреплены два зеркала под углом  $45^{\circ}$ . В металлической оправе над зеркалами имеются два окна. Для удержания прибора имеется ручка с крючком для подвешивания отвеса. Принцип действия экера состоит в том, что луч света, отраженный от двух плоских зеркал, пересекает свое первоначальное направление под углом, вдвое большим угла между зеркалами, т.е. под углом  $90^{\circ}$ . Для нахождения перпендикуляра на угол здания наблюдатель перемещается вдоль оси съемки до тех пор, пока угол здания в окошке экера не совместится с изображением опорной точки I в зеркале под этим окошком.

При небольшой длине перпендикуляров их восстанавливают «на глаз».

Для обеспечения необходимой точности съемки, в зависимости от требуемого масштаба, длины перпендикуляров и ординат ограничивают и принимают в соответствии с таблицей 4.2.

В процессе съемки необходимо стремиться к тому, чтобы снять все подробности местности меньшим количеством съемочных точек. Прямые линии снимаются всего двумя точками, а кривые линии требуют большего количества точек, но их целесообразно выбирать лишь в самых характерных местах перегибов кривых, в местах наибольшего или наименьшего удаления их от оси (в местах «максимумов» и «минимумов»). Целесообразно также устанавливать съемочные точки во всех местах пересечения местности, т.к. в этих случаях одной точкой снимаются две подробности.

Наиболее характерными подробностями местной ситуации, подлежащими съемке, являются: проселочные дороги, отдельные здания и сооружения, границы угодий, заболоченные участки, берега речек и ручьев, мосты и пропускные трубы, линии связи и электропередач, отдельные ямы, воронки и т.д. Все подробности заносятся в абрис условными топографическими знаками и сопровождаются, при необходимости, поясняющими подписями.

Таблица 4.2 - Условия обеспечения точности съемок подробностей местной ситуации способом перпендикуляров

Масштаб съемки	Предельная длина перпендикуляра, м	
	при построении на глаз	при построении экером
1 : 500	4	20
1 : 1000	6	40
1 : 2000	8	60

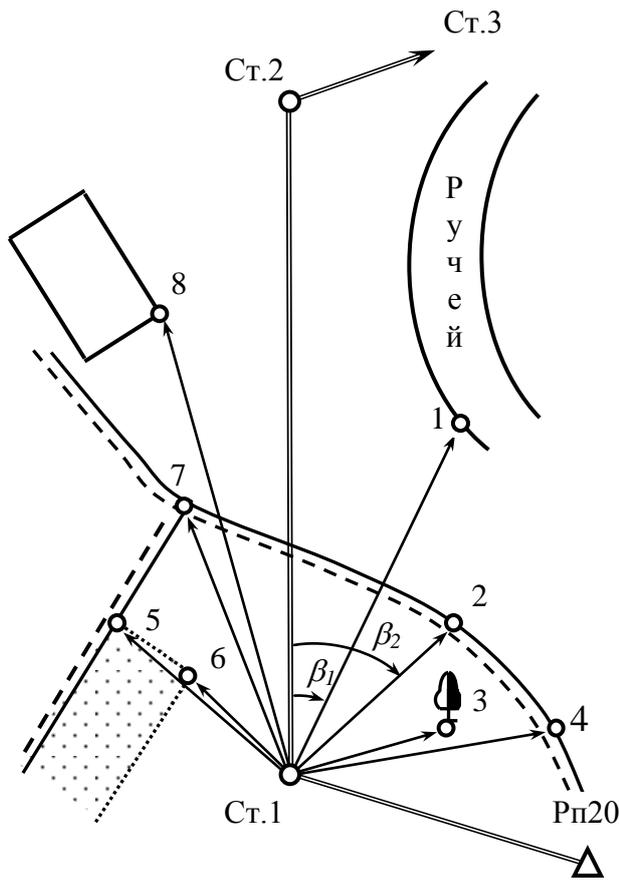
При построении плана по стороне полигона в масштабе откладывают длины абсцисс и получают основания перпендикуляров, в которых восстанавливают перпендикуляры и по ним в масштабе откладывают длины ординат. Так, например, на плане получают три точки углов здания, соединив которые, имеют плановое изображение (контуры) двух стен здания. Изображение остальных двух стен получают, прочертив линии, параллельные полученным. Аналогично получают изображение на плане и других объектов.

**Съемка подробностей полярным способом** (рисунок 4.3 б) является наиболее маневренной и достаточно точной. Поэтому полярный способ широко применяется на практике и зачастую является основным. Абрис съемки полярным способом показан на рисунке 4.6. Съемка производится звеном в составе 3-4 человек теодолитом с вершин полигона (или с отдельных жестких точек) сразу же после того, как измерен горизонтальный угол и азимуты сторон полигона. Для съемки необходимо иметь в комплекте с теодолитом 1-2 нивелирные рейки.

Съемка подробностей полярным способом заключается в измерении полярных координат съемочных точек. За полярную ось (исходное направление) принимается одна из сторон полигона, а за полюс – опорная точка (вершина полигона). *Полярными координатами являются полярное расстояние  $a$  от опорной точки-полюса до съемочной точки и полярный угол  $\beta$  между исходным направлением и направлением на съемочную точку.*

Предварительно на горизонтальном круге теодолита устанавливается отсчет равный нулю, а зрительная труба ориентируется по стороне полигона, т.е. вращением горизонтального круга вместе с алидадой зрительная труба наводится на веху, стоящую, например, в опорной точке Ст.2 (рисунок 4.6). После этого горизонтальный круг закрепляется и вся дальнейшая работа на станции производится только вращением алидады.

Съемка производится в радиусе 150 м и заключается в обходе местности по часовой стрелке при установке во всех ее характерных точках 1...8 нивелирных реек и в измерении полярных координат съемочных точек. Полярный угол  $\beta$  измеряется круговым приемом, но только при одном положении зрительной трубы – при «круге лево». Полярное расстояние  $a$  до съемочной точки измеряется нитяным дальномером. Для обеспечения необходимой точности съемки, в зависимости от требуемого масштаба, полярные расстояния ограничивают и принимают в соответствии с таблицей 4.3.



№ точек	Полярные координаты	
	угол, $\beta$	расстояние, $a$
Ст.2	0 <sup>0</sup> 00'	-
1	21 <sup>0</sup> 22'	136,23
2	44 <sup>0</sup> 13'	69,54
3	74 <sup>0</sup> 22'	57,32
4	79 <sup>0</sup> 46'	81,15
5	297 <sup>0</sup> 05'	85,58
6	299 <sup>0</sup> 28'	42,33
7	314 <sup>0</sup> 53'	123,14
8	326 <sup>0</sup> 18'	148,11
Ст.2	0 <sup>0</sup> 02'	-

Рисунок 4.6 - Абрис съемки подробностей местной ситуации полярным способом

Для построения точки на плане транспортиром от опорной точки и исходного направления откладывают полярный угол и по полученному направлению в масштабе циркулем-измерителем отмеряют полярное расстояние.

При съемке нивелирная рейка ставится прямо на грунт. Принцип минимума съемочных точек должен соблюдаться и здесь. Целесообразно полярные координаты записывать в специальную таблицу (рисунок 4.6), чтобы они при большом количестве съемочных точек не затрудняли чтение абриса. При этом съемочные точки на абрисе должны обязательно нумероваться.

Таблица 4.3 - Условия обеспечения точности съемок подробностей местной ситуации полярным способом

Масштаб съемки	Предельная длина полярного расстояния, м	
	до твердого контура	до нетвердого контура
1 : 500	40	80
1 : 1000	60	100
1 : 2000	100	150

Абрисы вместе с угломерным журналом являются основными полевыми документами теодолитной съемки, по которым в дальнейшем составляется план. Поэтому их нужно выполнять с максимальной тщательностью. Ошибки в записях, небрежная зарисовка местной ситуации чрезвычайно затрудняет работу по составлению плана, а подчас делает ее невозможной. Все полевые документы угломерной съемки должны быть подписаны тем лицом, кто их выполнял.

**Способ угловых засечек** применяется для съемки отдельных предметов или точек местности, расположенных на значительном расстоянии от теодолитных ходов, но представляющих интерес для угломерной съемки.

Допустим, что внутри сомкнутого полигона оказалось пространство, которое не охвачено при съемке подробностей ни со стороны, ни с вершины полигона, своего рода «белое пятно» на плане теодолитной съемки. Возникает необходимость в центре такого пятна установить точку - полюс, с которой можно было бы снять этот участок полярным способом. Такая точка-полюс «привязывается» к полигону методом угловых засечек.

Точка-полюс  $D$  (рисунок 4.3 в) обозначается на местности колышком и вехой, как и все опорные точки. Ближайшая к этой точке сторона полигона является *базисом* для угловой засечки. В процессе съемки теодолит последовательно устанавливается на точках базиса (точки  $1$  и  $24,50$ ) и измеряют при визировании на точку-полюс засечные углы  $\beta_1$  и  $\beta_2$ . По этим углам и базису в дальнейшем при помощи транспортира и линейки находится на плане точное местоположение полюса без промера расстояний в натуре.

В последующем теодолит устанавливается в точке-полюсе  $D$  и для контроля измеряется засечный угол, опирающийся на базис. Применяя способ угловых засечек, необходимо иметь в виду, что достаточная точность графического определения отдельных точек на плане может быть достигнута только тогда, когда засеченный угол будет в пределах  $30 \dots 150^\circ$ . Наилучшим считается значение  $90^\circ$ .

**Способ линейных засечек** применяется в том случае, когда снимаемые точки расположены близко к пунктам планового обоснования. Для этого достаточно измерить на местности расстояния от снимаемой точки  $E$  до двух точек планового обоснования – до опорной и до известной точки на стороне полигона (например,  $14,20$  и  $15,10$  на рисунке 4.3 г). Длины засечек не должны превышать длину мерного прибора. Наиболее благоприятной для съемки считается засечка с равными расстояниями. На плане положение точки  $E$  определяют как пересечение засечек циркуля с длинами из опорных точек.

**Способ створов** применяется, когда съемка основных контуров уже выполнена. Плановое положение точек определяют мерной лентой или рулеткой. Для определения положения точки  $F$ , находящейся в створе линии  $1-2$ , достаточно измерить ее расстояние от точки  $1$  хода (рисунок 4.3 д). Створом также может быть линия, соединяющая две твердые точки (контура).

Кроме съемки всех точек местной ситуации указанными способами для уточнения составляемого плана выполняют **обмеры по фасадам** всех строе-

ний, заборами и т.п. На перекрестках проездов измеряют диагональные расстояния между углами кварталов и ширину проездов. Контрольные промеры также делают между смотровыми колодцами подземных коммуникаций, мачтами, столбами воздушных линий связи и т.п.

По окончании полевых работ теодолитной съемки приступают к производству камеральных работ – вычислительной и графической обработке результатов полевых измерений, в ходе которых вычисляют координаты вершин теодолитного хода и строят контурный план участка местности в заданном масштабе. Итогом *вычислительной обработки* полевых журналов является заполненная ведомость координат, порядок составления которой включает последовательное выполнение четырех этапов работ: увязка горизонтальных углов полигона; вычисление дирекционных углов и румбов сторон полигона; вычисление и увязка приращений координат вершин полигона; вычисление координат вершин полигона.

В вычислительной обработке сомкнутых и разомкнутых теодолитных ходов имеются некоторые различия, поэтому рассматриваться они будут отдельно.

#### 4.2.4. Вычисление координат сомкнутого теодолитного хода

С геометрической точки зрения сомкнутый теодолитный ход представляет собой замкнутый многоугольник и поэтому должен удовлетворять следующим двум условиям.

1. Сумма измеренных внутренних углов сомкнутого теодолитного хода  $\sum \beta_{изм}$  должна равняться теоретической  $\sum \beta_{теор}$ , т.е.

$$\sum \beta_{изм} = \sum \beta_{теор} = 180^{\circ} \cdot (n - 2), \quad (4.2)$$

где  $n$  - число внутренних углов.

2. Алгебраическая сумма вычисленных приращений координат сомкнутого теодолитного хода по каждой оси должна равняться нулю, т.е.

$$\left. \begin{aligned} \sum \Delta X_{выч} &= \sum \Delta X_{теор} = 0 \\ \sum \Delta Y_{выч} &= \sum \Delta Y_{теор} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

Для обеспечения этих условий производится раздельное уравнивание (увязка) горизонтальных углов и приращений координат.

#### Увязка горизонтальных углов сомкнутого полигона

Увязку горизонтальных углов начинают с подсчета суммы измеренных углов и вычислением угловой невязки.

$$\sum \beta_{изм} = \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \dots + \beta_n \quad (4.4)$$

Если условие (4.2) не соблюдается, то разность между суммой измеренных углов и теоретической суммой будет являться погрешностью измерений, которая называется угловой невязкой  $f_{\beta}$ .

$$f_{\beta} = \sum \beta_{изм} - \sum \beta_{теор} \quad (4.5)$$

Фактическую угловую невязку нужно сравнить с допустимым значением, т. е. определить является ли ее величина результатом влияния грубых ошибок, имеющих в измерениях или вычислениях. Допустимые угловые невязки  $\partial_{\text{доп}} f_{\beta}$  в геодезии устанавливаются по особым правилам теории погрешности измерений в зависимости от точности прибора и числа измерений углов и определяются по формуле

$$\partial_{\text{доп}} f_{\beta} = \pm 2 \cdot m_{\beta} \cdot \sqrt{n} , \quad (4.6)$$

где  $m_{\beta}$  - средняя квадратическая ошибка измерения угла (точность прибора).

Для теодолита 2Т-30  $m_{\beta} = 0',5$ ;

$n$  - число вершин полигона (число измерений углов).

Для теодолита 2Т-30  $\partial_{\text{доп}} f_{\beta} = \pm 1' \sqrt{n}$ .

Должно выполняться условие

$$f_{\beta} \leq \partial_{\text{доп}} f_{\beta} . \quad (4.7)$$

Если фактическая угловая невязка превышает допустимую и не выполняется условие (4.7), то имеют место грубые ошибки в вычислениях в полевом журнале, а еще хуже - в полевых измерениях.

Фактическую угловую невязку, если она допустима, распределяют на все углы поровну в виде поправок  $\delta$ , но с обратным знаком

$$\delta = -\frac{f_{\beta}}{n} . \quad (4.8)$$

Однако фактическая невязка очень редко делится на  $n$  без остатка. Тогда возникает необходимость в одни углы вводить большие поправки, чем в другие. Так как углы, заключенные между короткими сторонами, измеряются с большей ошибкой из-за центрирования теодолита и установки вех, то в них и вводятся большие поправки.

Увязанные углы  $\beta_{\text{испр}}$  получают с учетом поправок

$$\beta_{\text{испр}} = \beta_{\text{изм}} + \delta . \quad (4.9)$$

Для упрощения вычислений поправок в углы их вводят с округлением до десятых долей минуты или до целых минут.

Контролем вычислений будут служить:

- точное равенство суммы поправок в углы и невязки, взятой с обратным знаком

$$\Sigma \delta = -f_{\beta} ; \quad (4.10)$$

- точное равенство суммы увязанных углов  $\Sigma \beta_{\text{испр}}$  и теоретической суммы углов  $\Sigma \beta_{\text{теор}}$

$$\Sigma \beta_{\text{испр}} = \Sigma \beta_{\text{теор}} . \quad (4.11)$$

## Вычисление дирекционных углов и румбов сторон полигона

Для ориентирования сторон полигона и получения координат точек его вершин нужно знать дирекционные углы и румбы сторон полигона.

### **Вычисление дирекционных углов сторон полигона**

Зная дирекционный угол одной стороны, можно вычислить дирекционные углы всех остальных сторон полигона (хода).

Вычисления начинают со стороны, дирекционный угол которой известен из привязки хода к пунктам геодезической сети, например дирекционный угол  $\alpha_{1-2}$  стороны 1-2 (рисунок 4.7).

Дирекционный угол  $\alpha_{2-3}$  последующей стороны 2-3 будет равен дирекционному углу предыдущей стороны  $\alpha_{1-2}$  плюс  $180^\circ$  и минус внутренний угол  $\beta_2$ , т.е.

$$\alpha_{2-3} = \alpha_{1-2} + 180^\circ - \beta_2.$$

Дирекционные углы остальных линий полигона вычисляются аналогично.

Тогда для всех сторон полигона можно записать

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{2-3} &= \alpha_{1-2} + 180^\circ - \beta_2 \\ \alpha_{3-4} &= \alpha_{2-3} + 180^\circ - \beta_3 \\ &\dots\dots\dots \\ \alpha_{(n-1)-n} &= \alpha_{(n-2)-(n-1)} + 180^\circ - \beta_{(n-1)} \\ \alpha_{1-2} &= \alpha_{(n-1)-n} + 180^\circ - \beta_n \end{aligned} \right\} \quad (4.12)$$

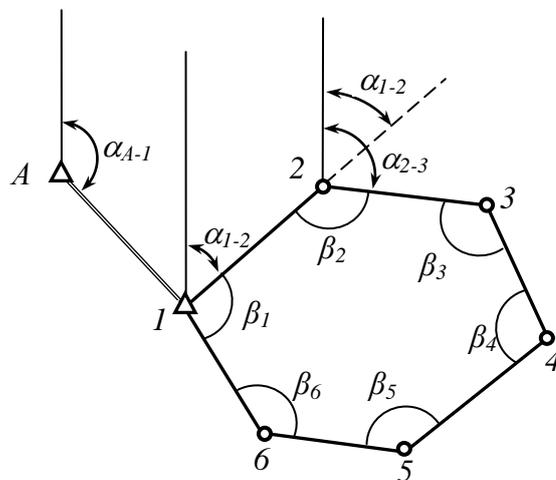


Рисунок 4.7 - Вычисление дирекционных углов

Таким образом, дирекционный угол последующей стороны равен дирекционному углу предыдущей стороны плюс  $180^{\circ}$  и минус внутренний угол между этими сторонами (лежащий вправо по ходу).

Контролем вычислений служит получение исходного дирекционного угла  $\alpha_{1-2}$  стороны 1-2.

Если при вычислениях дирекционный угол превышает  $360^{\circ}$ , то из его величины вычитают  $360^{\circ}$ , т.к. поворот линии на  $360^{\circ}$  не меняет ее направления.

При вычислении значений тригонометрических функций дирекционных углов пользуются таблицами, которые составлены в пределах от  $0$  до  $90^{\circ}$ . Поэтому вычисленные дирекционные углы переводят в румбы.

### Вычисление румбов сторон полигона

Так как румбом  $r$  является острый горизонтальный угол между ближайшим северным или южным исходным направлением меридиана и направлением данной линии, то вычисленные дирекционные углы переводят в румбы по определенным зависимостям (рисунок 4.8).

Если дирекционный угол до  $90^{\circ}$ , то линия идет на северо-восток. Тогда для I четверти СВ румб равен дирекционному углу

$$r_1 = \alpha_1 . \quad (4.13)$$

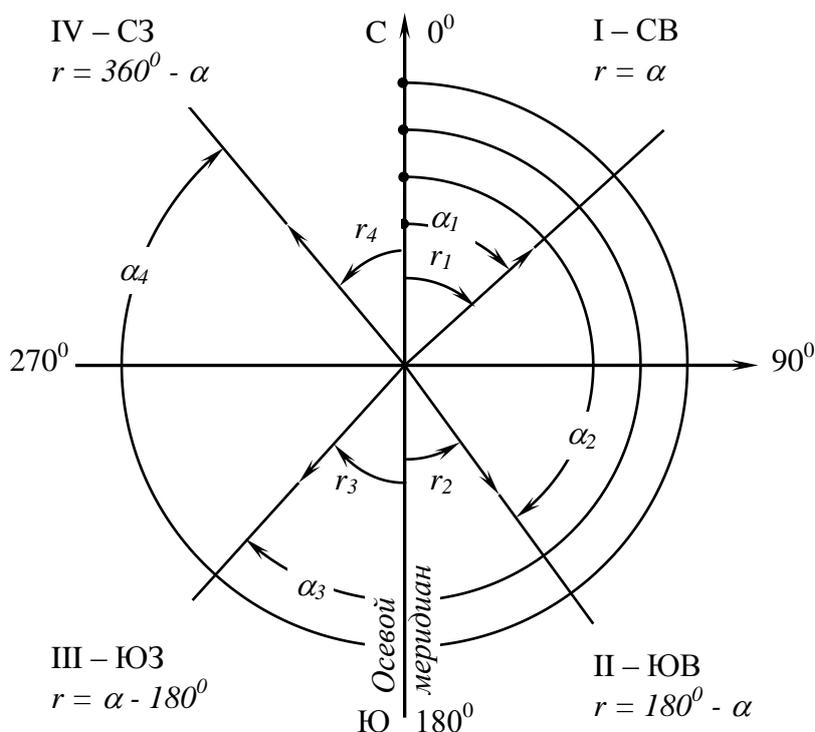


Рисунок 4.8 - Связь между дирекционными углами и румбами

Если дирекционный угол от  $90$  до  $180^0$ , то линия идет на юго-восток. Тогда для II четверти ЮВ румб равен

$$r_2 = 180^0 - \alpha_2 . \quad (4.14)$$

Если дирекционный угол от  $180$  до  $270^0$ , то линия идет на юго-запад. Тогда для III четверти ЮЗ румб равен

$$r_3 = \alpha_3 - 180^0 . \quad (4.15)$$

Если дирекционный угол от  $270$  до  $360^0$ , то линия идет на северо-запад. Тогда для IV четверти СЗ румб равен

$$r_4 = 360^0 - \alpha_4 . \quad (4.16)$$

### Вычисление и увязка приращений координат вершин сомкнутого полигона

Приращения координат  $\Delta X$  и  $\Delta Y$  вычисляются по формулам прямой геодезической задачи

$$\left. \begin{aligned} \Delta X &= d \cdot \cos \alpha \\ \Delta Y &= d \cdot \sin \alpha \end{aligned} \right\} .$$

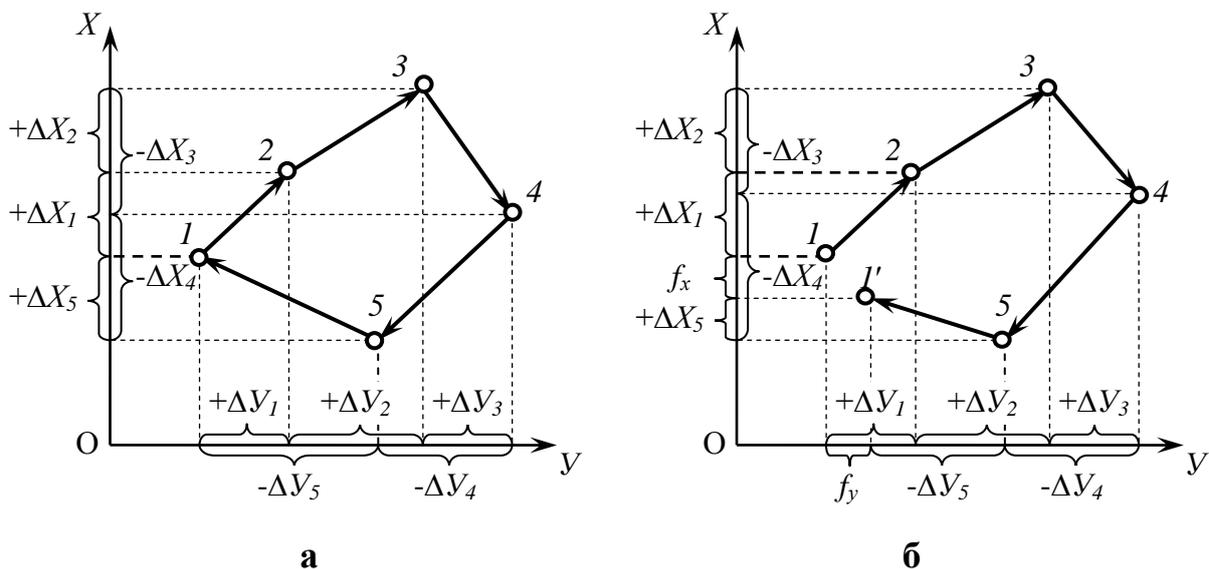
При вычислениях горизонтальных проложений линий  $d$  учитывается наклон линии к горизонту. Если угол наклона линии менее  $1^0,5$ , то поправка за ее наклон к горизонту не учитывается и горизонтальное проложение принимается равное длине линии на местности.

Горизонтальные проложения вычисляют по известным формулам или путем введения табличных поправок. Очень часто по наклонной местности проходит не вся линия, а только часть ее, поэтому только в эти длины линии вводятся поправки за наклон.

Наиболее быстро приращения координат вычисляются при помощи микрокалькуляторов и ЭВМ. Также для вычисления приращений координат могут применяться специальные таблицы, например, «Таблицы для вычисления прямоугольных координат» Ф. Гаусса.

Знаки приращений координат определяются по знаку «косинуса» или «синуса» дирекционного угла.

Если бы результаты измерения углов и линий полигона, а также построенный их на плане были точными, то, нанося полигон по углам и линиям, от точки  $I$  (рисунок 4.9 а) пришли бы в точности в ту же точку  $I$ . Спроецировав все линии полигона на оси координат и отметив на них положительные приращения координат по одну сторону оси, а отрицательные – по другую, наглядно видно, что по каждой оси суммы положительных и отрицательных приращений по абсолютной величине равны, т. е. выполняется условие (4.3).



**а** – теоретически; **б** - фактически  
 Рисунок 4.9 - Приращения координат и линейные невязки сомкнутого полигона

В действительности же результаты измерений углов и линий имеют ошибки, вследствие которых суммы приращений по осям координат не равны нулю (рисунок 4.9 б)

$$\left. \begin{aligned} \sum \Delta X_{\text{выч}} &\neq 0 \\ \sum \Delta Y_{\text{выч}} &\neq 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

Уклонения от теоретической суммы приращений, т.е. от нуля, составляют невязки по соответствующим осям координат  $f_x$  и  $f_y$ , которые равны

$$\left. \begin{aligned} f_x &= \sum \Delta X_{\text{выч}} - \sum \Delta X_{\text{теор}} \\ f_y &= \sum \Delta Y_{\text{выч}} - \sum \Delta Y_{\text{теор}} \end{aligned} \right\}; \quad (4.18)$$

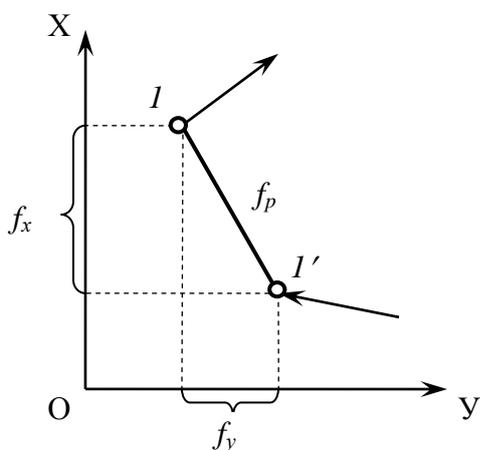


Рисунок 4.10 - Абсолютная линейная невязка

или

$$\left. \begin{aligned} f_x &= \sum \Delta X_{\text{выч}} \\ f_y &= \sum \Delta Y_{\text{выч}} \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

Прежде чем распределить невязки, надо убедиться в их допустимости, судя не по каждой отдельной невязке  $f_x$  и  $f_y$ , а по невязке в периметре полигона – по *абсолютной линейной невязке*  $f_p$  (рисунок 4.10)

$$f_p = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (4.20)$$

Абсолютная линейная невязка  $f_p$  напрямую зависит от периметра полигона  $P$ .

Чем больше периметр, тем большую невязку следует в нем ожидать. Поэтому и допустимость невязки нужно определять в зависимости от периметра полигона, т. е. как *относительную линейную невязку*  $\frac{f_p}{P}$ . Допустимая величина относительной линейной невязки в периметре теодолитного хода при средних условиях измерения линий штриховой лентой не должна превышать 1/1000...1/3000 длины хода (периметра полигона).

Таким образом, допустимость абсолютной линейной невязки выражается формулой

$$\frac{f_p}{P} \leq \frac{1}{2000}. \quad (4.21)$$

Если условие (4.21) выполняется, то линейные невязки по осям координат  $f_x$  и  $f_y$  распределяются в виде поправок на все приращения по соответствующей оси с обратным знаком и пропорционально горизонтальным проложениям линий

$$\left. \begin{aligned} \delta_{x,i} &= \frac{-f_x}{P} \cdot d_i \\ \delta_{y,i} &= \frac{-f_y}{P} \cdot d_i \end{aligned} \right\}. \quad (4.22)$$

Тогда увязанные приращения координат  $\Delta X_{испр}$  и  $\Delta Y_{испр}$  с учетом поправок определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} \Delta X_{испр} &= \Delta X_{изм} + \delta_x \\ \Delta Y_{испр} &= \Delta Y_{изм} + \delta_y \end{aligned} \right\}. \quad (4.23)$$

Контролем вычислений будут служить:

- точное равенство сумм поправок в приращения координат по каждой оси и соответствующей невязки, взятой с обратным знаком

$$\left. \begin{aligned} \Sigma \delta_x &= -f_x \\ \Sigma \delta_y &= -f_y \end{aligned} \right\}; \quad (4.24)$$

- точное равенство сумм увязанных ( $\Sigma \Delta X_{испр}$ ,  $\Sigma \Delta Y_{испр}$ ) и теоретических ( $\Sigma \Delta X_{теор}$ ,  $\Sigma \Delta Y_{теор}$ ) приращений по каждой оси

$$\left. \begin{aligned} \Sigma \Delta X_{испр} &= \Sigma \Delta X_{теор} = 0 \\ \Sigma \Delta Y_{испр} &= \Sigma \Delta Y_{теор} = 0 \end{aligned} \right\}. \quad (4.25)$$

### Вычисление координат вершин сомкнутого полигона

После увязки приращений по известным координатам одной из вершин полигона по формулам прямой геодезической задачи вычисляются координаты всех остальных точек полигона

$$\left. \begin{aligned} X_{i+1} &= X_i + \Delta X_{испр.,i} \\ Y_{i+1} &= Y_i + \Delta Y_{испр.,i} \end{aligned} \right\} . \quad (4.26)$$

Таким образом, координата последующей точки равна координате предыдущей точки плюс исправленное приращение на линию между этими точками.

Контролем вычисления координат служит то, что, последовательно вычисляя координаты точек полигона, должны получиться координаты исходной точки, так как сумма увязанных приращений равна нулю.

Все вычисления по обработке результатов полевых измерений теодолитной съемки сводятся в специальную таблицу, называемую *ведомостью координат* (таблица 4.4).

#### 4.2.5. Вычисление координат разомкнутого теодолитного хода

Разомкнутый теодолитный ход, в отличие от сомкнутого хода, прокладывается между опорными геодезическими пунктами, координаты которых известны или ранее определены из более точных измерений.

*Вычисление координат разомкнутого теодолитного хода производится в такой же последовательности, как и сомкнутого хода, за исключением некоторых особенностей, связанных с геометрическими условиями.*

В связи с этим ниже будут рассмотрены лишь особенности вычисления координат вершин разомкнутого полигона.

С геометрической точки зрения разомкнутый теодолитный ход представляет собой ломаную линию, координаты конечных точек которого известны, и поэтому должен удовлетворять следующим двум условиям.

1. Дирекционный угол  $\alpha_n$  последней стороны должен равняться его вычисленному значению через дирекционный угол  $\alpha_o$  исходной стороны и измеренным горизонтальным углам, вправо по ходу лежащим, при условии что сумма измеренных углов  $\sum \beta_{изм}$  равняется теоретической  $\sum \beta_{теор}$

$$\alpha_n = \alpha_o + 180^0 \cdot n - \sum \beta_{изм} . \quad (4.27)$$

2. Алгебраическая сумма вычисленных приращений координат разомкнутого теодолитного хода по каждой оси должна равняться разности координат конечной и начальной точек хода, т. е.

$$\left. \begin{aligned} \sum \Delta X_{выч} &= \sum \Delta X_{теор} = X_K - X_H \\ \sum \Delta Y_{выч} &= \sum \Delta Y_{теор} = Y_K - Y_H \end{aligned} \right\} . \quad (4.28)$$

Теоретически формула (4.27) получена следующим образом.

Таблица 4.4 – Ведомость координат сомкнутого теодолитного хода

№ п/п	Углы		Дирекционные углы	Румбы	Горизонтальные проложения	Приращения координат				Координаты		№ п/п
	измеренные	увязанные				вычисленные		увязанные		X	Y	
1	2	3	4	5	6	ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	11	12	13
1	125°42',5	125°42',5	343°22'	СЗ: 16°38'	462,80	+443,43	-132,47	+443,44	-132,63	+56,56	+632,63	1
2	144°52'	144°52'	18°30'	СВ: 18°30'	386,38	-366,41	+122,60	+366,41	+122,47	+500,00	+500,00	2
3	111°46'	111°46'	86°44'	СВ: 86°44'	301,63	+17,19	+301,14	+17,19	+301,04	+866,41	+622,47	3
4	137°09'	137°09',5	129°34',5	ЮВ: 50°25',5	284,26	-181,10	+219,10	-181,10	+219,00	+883,60	+923,51	4
5	193°06'	193°06',5	116°28'	ЮВ: 63°32'	276,12	-123,06	+247,18	-123,06	+247,09	+702,50	+1142,51	5
6	84°33',5	84°34'	211°54'	ЮЗ: 31°54'	391,90	-332,71	-207,09	-332,71	-207,22	+579,44	+1389,80	6
7	189°16'	189°16'	202°38'	ЮЗ: 22°38'	380,00	-332,27	-138,54	-332,27	-138,66	+246,73	+1182,38	7
8	93°33',5	93°33',5	289°04',5	СЗ: 70°55',5	434,82	+142,10	-410,94	+142,10	-411,09	-85,54	+1043,72	8
1	1079°58',5	1080°			2897,91	+969,13	+890,02	0	0			1
	1080°					-969,14	-889,04					
						-0,01	+0,98					

$$f_P = \sqrt{(-0,01)^2 + 0,98^2} = +0,98$$

$$\text{дон } f_P = \frac{2897,91}{2000} = +1,45$$

$$f_\beta = -1',5$$

$$\text{дон } f_\beta = -1' \cdot \sqrt{8} = -2',8$$

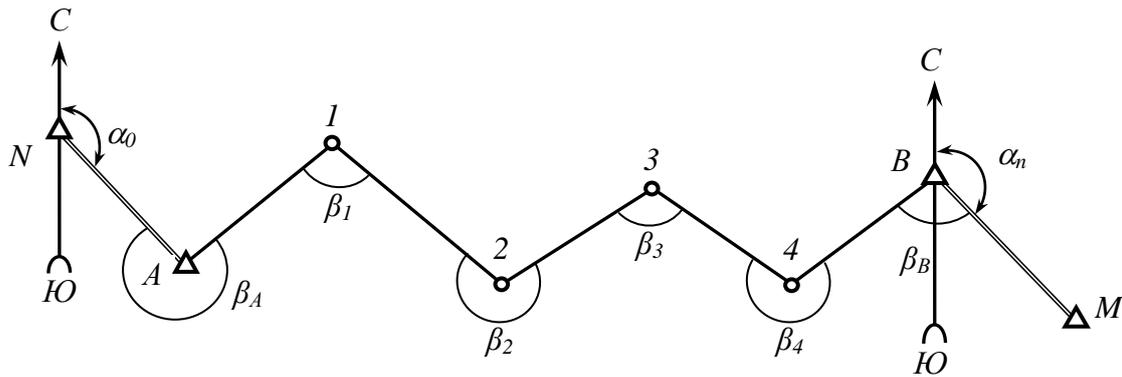


Рисунок 4.11 - Вычисление координат разомкнутого теодолитного хода

Допустим, что известны теоретические значения горизонтальных углов  $\beta_A, \beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$  и  $\beta_B$  в разомкнутом теодолитном ходе, проложенном между точками  $A$  и  $B$  (рисунок 4.11). Дирекционные углы  $\alpha_0$  и  $\alpha_n$  соответственно исходной  $NA$  и последней  $BM$  сторон разомкнутого полигона также известны.

Тогда в соответствии с системой уравнений (4.12) можно записать

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{A-1} &= \alpha_0 + 180^0 - \beta_A \\ \alpha_{1-2} &= \alpha_{A-1} + 180^0 - \beta_1 \\ \alpha_{2-3} &= \alpha_{1-2} + 180^0 - \beta_2 \\ \alpha_{3-4} &= \alpha_{2-3} + 180^0 - \beta_3 \\ \alpha_{4-B} &= \alpha_{3-4} + 180^0 - \beta_4 \\ \alpha_n &= \alpha_{4-B} + 180^0 - \beta_B \end{aligned} \right\} \quad (4.29)$$

Сложив левые и правые части равенств (4.29) и произведя сокращения, получим формулу (4.27), в которой  $\sum \beta_{изм} = \sum \beta_{теор}$

$$\alpha_n = \alpha_0 + 180^0 \cdot n - \sum \beta_{теор} \quad , \quad (4.30)$$

где  $\sum \beta_{теор} = \beta_A + \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_B$ .

Теоретическая сумма горизонтальных углов  $\sum \beta_{теор}$  для разомкнутого теодолитного хода определяется из выражения (4.30)

$$\sum \beta_{теор} = 180^0 \cdot n + (\alpha_0 - \alpha_n) \quad . \quad (4.31)$$

В свою очередь, формулы (4.28) вытекают из схемы рисунка 4.12.

Для разомкнутого теодолитного хода, проложенного между начальной точкой  $A$  с координатами  $(X_H; Y_H)$  и конечной точкой  $D$  с координатами  $(X_K; Y_K)$ , теоретическая сумма приращений координат равна разности координат ее конечной и начальной точек.

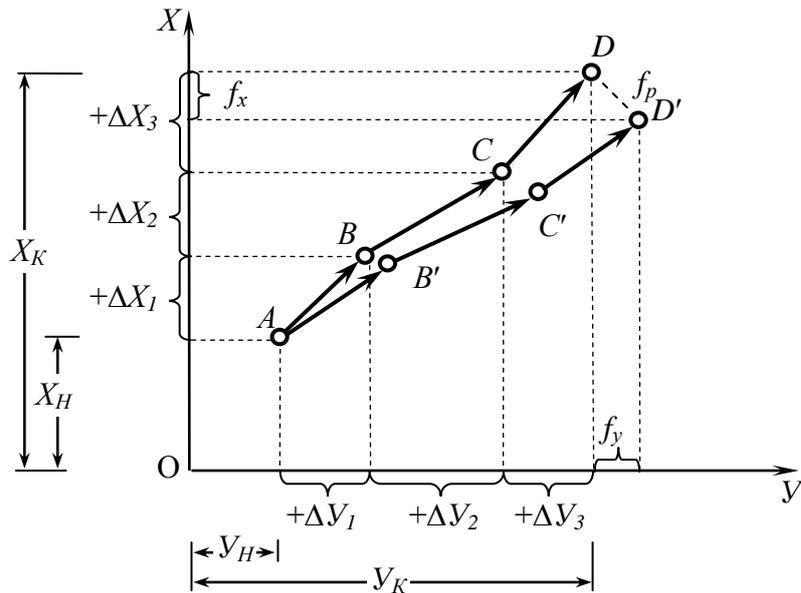


Рисунок 4.12 – Приращения координат и линейные невязки разомкнутого полигона

Из-за ошибок измерения углов и линий в действительности сумма приращений по осям координат в разомкнутом полигоне не равняется разности координат конечной и начальной точек хода, т. е. условие (4.28) не выполняется

$$\left. \begin{aligned} \sum \Delta X_{\text{выч}} &\neq X_K - X_H \\ \sum \Delta Y_{\text{выч}} &\neq Y_K - Y_H \end{aligned} \right\} \quad (4.32)$$

Таким образом, исходя из геометрических условий (4.27) и (4.28) отличия в вычислениях координат вершин разомкнутого полигона от сомкнутого полигона наблюдаются при увязке горизонтальных углов и приращений координат.

При увязке горизонтальных углов с учетом формул (4.5) и (4.31) фактическая угловая невязка в разомкнутом полигоне будет определяться по формуле

$$f_\beta = \sum \beta_{\text{изм}} - (180^\circ \cdot n + (\alpha_0 - \alpha_m)) \quad (4.33)$$

При увязке **приращений координат** с учетом формул (4.18) и (4.32) линейные невязки по осям координат в разомкнутом полигоне будут определяться по формулам

$$\left. \begin{aligned} f_x &= \sum \Delta X_{\text{выч}} - (X_K - X_H) \\ f_y &= \sum \Delta Y_{\text{выч}} - (Y_K - Y_H) \end{aligned} \right\} \quad (4.34)$$

Контролем вычисления координат разомкнутого теодолитного хода является сходимость вычисленного значения координат конечной точки хода (D) с ее данными из каталога координат.

#### 4.2.6. Накладка полигона по координатам и румбам

С накладки полигона по координатам или румбам начинается этап графической обработки результатов вычислений теодолитной съемки, целью которой является получение контурного плана местности. Все построения производят на планшете, который представляет собой лист качественной чертежной бумаги, наклеенной на жесткую основу. Размер планшета должен обеспечить съемку в границах квадратной рамки 50x50 см для планов масштабов 1:1000 и 1:500 и 40x40 см для планов масштаба 1:5000.

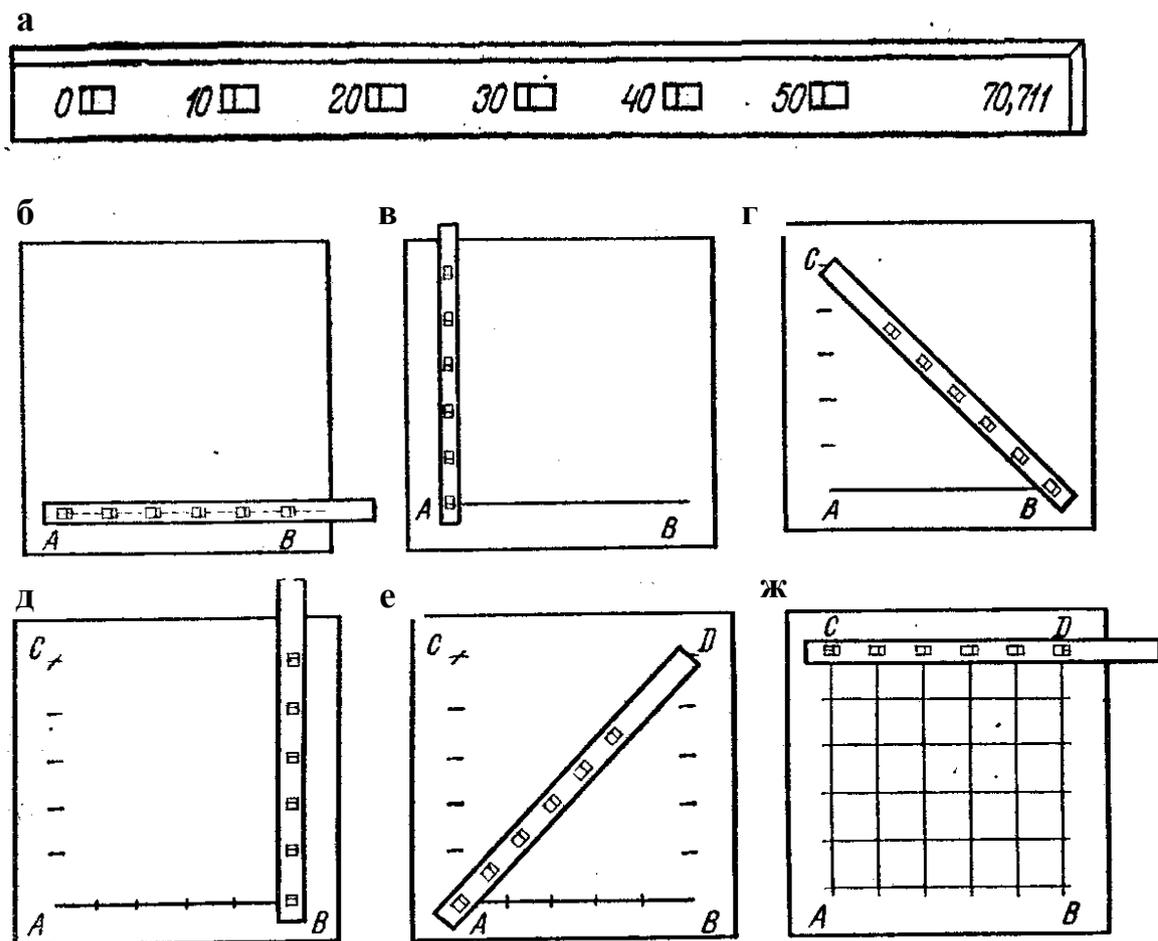
#### Накладка полигона по координатам

Принцип построения точек (вершин ходов) в системе прямоугольных координат общеизвестен. Однако с целью облегчения построения и достижения большей точности результата пользуются не двумя осями координат - осью  $X$  и осью  $Y$ , а системой осей, идущих в зависимости от масштаба плана на расстоянии 10, 8 или 4 см друг от друга и в пересечении образующих координатную сетку.

#### **Построение координатной сетки**

Координатную сетку строят простым остро отточенным твердым карандашом с помощью специальной *металлической линейки*. Одной из разновидностей этой линейки является линейка Дробышева ЛД-1 (рисунок 4.13 а), предназначенная для построения сетки из двенадцати (30x40 см) или двадцати пяти (50x50 см) квадратов. Два ребра ее - одно длинное и одно торцевое - скошены для прочерчивания линий карандашом. Вдоль линейки вырезаны шесть окошек, в каждом из которых также имеется скошенный край для прочерчивания по нему короткой линии. На скошенном крае выреза первого окошка нанесен штрих, который является центром дуг окружностей радиусами 10, 20, 30, 40 и 50 см, которым в свою очередь соответствуют скошенные края остальных окошек. Скошенный край торца линейки обработан по дуге окружности радиусом 70,711 см, что соответствует длине диагонали квадрата со стороной 50 см.

*При построении сетки квадратов 50x50 см по скошенному ребру линейки на расстоянии 6-8 см от нижнего края листа проводят тонкую прямую линию. Затем на расстоянии 7-9 см от левого края листа накладывают на эту линию линейку нулевым штрихом, направляя ее так, чтобы во всех окошках была видна проведенная линия (рисунок 4.13 б). По скошенным краям окошек прочерчивают короткие штрихи, пересекающие прямую линию, и получают пять равных отрезков по 10 см. Точка  $A$  в нулевом окошке является началом координат. Далее кладут линейку примерно перпендикулярно к линии  $AB$ , совмещая конец нулевого штриха с точкой  $A$  (рисунок 4.13 в). По скошенным краям пяти окошек проводят дуги радиусами 10, 20, 30, 40 и 50 см. Затем, совместив конец*



а – общий вид; б, в, г, д, е, ж – последовательность операций при построении координатной сетки  
 Рисунок 4.13 - Линейка Дробышева ЛД-1 и построение координатной сетки

нулевого штриха с точкой  $B$ , засекают скошенным торцевым краем линейки точку  $C$  и получают левую верхнюю вершину квадрата со стороной 50 см (рисунок 4.13 г). Аналогично находят верхнюю правую вершину  $D$  этого квадрата (рисунок 4.13 д, е).

Совмещая нулевой штрих линейки с точкой  $C$  (рисунок 4.13 ж), проводят дугу по скошенному краю окошка 50 и, убедившись, что она проходит через точку  $D$ , прочерчивают дуги в окошках 10, 20, 30 и 40. Допускается образование треугольника погрешностей с вершиной в точке  $D$  со сторонами не более 0,2 мм. По скошенному краю длинного ребра линейки проводят прямые линии, соединяя точки  $A$  и  $C$ ,  $B$  и  $D$ ,  $C$  и  $D$ , и получают в пересечении с ранее проведенными дугами вершины квадратов со сторонами по 10 см. Соединяя одноименные пересечения на противоположных сторонах прямоугольника  $ABDC$ , получают координатную сетку квадратов  $5 \times 5$ .

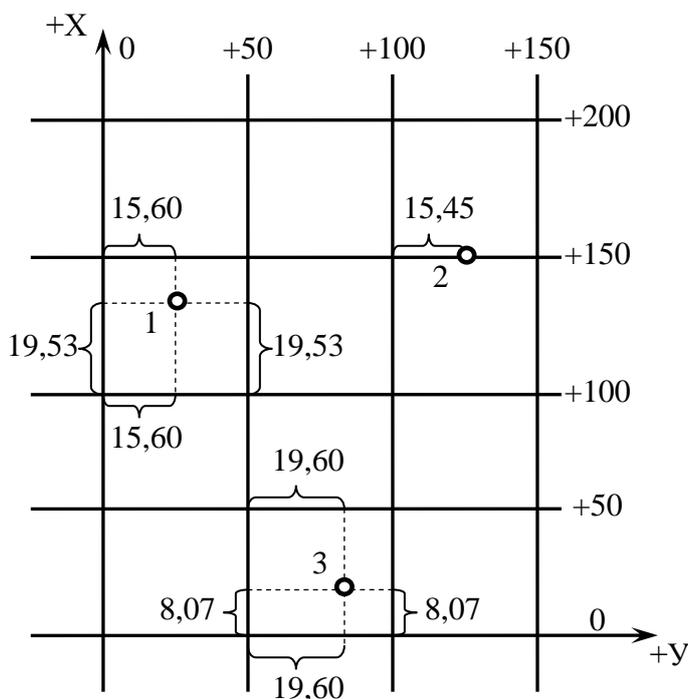


Рисунок 4.14 - Оцифровка координатной сетки и построение точек по координатам

Далее координатную сетку оцифровывают по осям  $X$  и  $Y$  в соответствии с масштабом плана, выбирая начало координат так, чтобы подлежащий изображению участок местности разместился посередине листа бумаги. От выбранных начальных осей подписывают координаты  $X$  и  $Y$  всех остальных линий сетки (рисунок 4.14).

### Построение точек по координатам

Вершины теодолитных ходов наносят на план по прямоугольным координатам, записанным в графах 11 и 12 ведомости координат (таблица 4.4). Построение точек полигона производят циркулем-измерителем в соответствии с поперечным масштабом (рисунок 4.14). Контроль построений также осуществляют с помощью циркуля измерителя и масштабной линейки с точностью 0,2 мм.

Закончив контроль, вершины теодолитного хода последовательно соединяют тонкими линиями. Построенное плановое обоснование служит каркасом для нанесения на план местной ситуации - контуров и предметов местности.

### Накладка полигона по румбам

Построение опорного полигона *по румбам* является более быстрым, но менее точным способом. Он применяется при скоростных съемках и заключается в построении на бумаге полигона по румбам и горизонтальным проложениям с распределением линейной невязки графически, способом параллельных линий.

Для контроля построения скошенный край линейки прикладывают к диагоналям. Все вершины соответствующих квадратов сетки, расположенных вдоль данной диагонали, должны лежать на одной прямой линии. Отклонения в отдельных случаях допускаются не более 0,2 мм.

При отсутствии линейки Дробышева небольшое количество квадратов можно построить простейшим способом с помощью линейки и угольника – *по диагоналям*. Способ основан на свойстве диагоналей прямоугольника, которые равны между собой и делят друг друга пополам. Погрешности построений и в этом случае также не должны превышать 0,2 мм.

Нанесение вершин полигона по румбам производится в следующей последовательности (рисунок 4.15):

1. Наклолоть положение начальной точки  $I$  так, чтобы весь полигон в заданном масштабе разместился на листе наивыгоднейшим образом.

2. Посередине листа прочертить временную вертикальную линию, которая принимается в качестве исходного меридиана, верхний конец которой считается северным.

3. Угольником и линейкой перенести меридиан параллельно самому себе в начальную точку  $I$ .

4. Приложить к меридиану точки  $I$  геодезический транспортир так, чтобы основание транспортира шло по меридиану, а центр совпал с точкой. По транспортиру отложить румб стороны  $I-2$ , провести направление, отмерить в масштабе плана длину стороны  $I-2$  и получить точку  $2'$ .

5. Аналогичным образом повторить построения остальных точек до построения линии  $5'-I'$ . Теоретически полигон должен замкнуться в точке  $I'$ , но за счет неизбежных ошибок (при измерении углов, при графических построениях линий) этого не получается. Образующийся разрыв полигона - отрезок  $I-I'$  называется линейной невязкой, которая допускается в пределах  $1/200-1/300$  периметра полигона.

6. Если линейная невязка недопустима, то нужно проверить построение чертежа в сторонах, параллельных линейной невязке. В случае обнаружения ошибки необходимо произвести повторное измерение линий на местности, опять же параллельных невязке.

7. Если линейная невязка допустима, то ее убирают перемещением всех вершин полигона по направлениям, параллельным самой невязке, на расстояния, пропорциональные длинам сторон. Величину поправки для каждой вершины полигона определяют графическим способом.

8. Новые вершины увязанного полигона соединить между собой несколько утолщенной линией, а все остальные построения стереть.

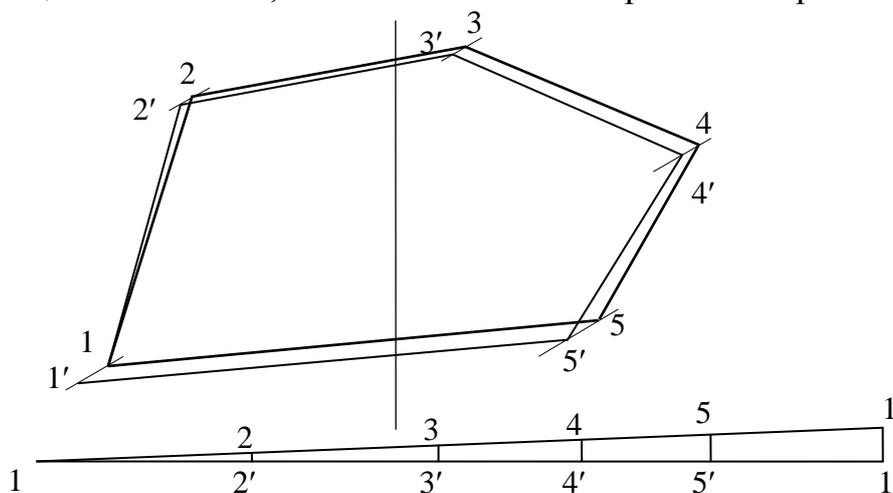


Рисунок 4.15 – Нанесение полигона по румбам

#### 4.2.7. Нанесение на план местной ситуации

Исходными данными для *нанесения местной ситуации на план* служат абрисы и полевые журналы теодолитной съемки.

*Съемочные точки местной ситуации переносятся на план в соответствии с тем способом, каким она снималась в поле.*

Все съемочные точки на плане наносятся кружком диаметром 1 мм. При необходимости весь план обводится тушью. Стороны полигона тушью не обводятся, впоследствии они стираются.

Границы водных объектов и штрихи болот обозначают синим цветом, а пески - коричневыми точками. Все остальное обводится черной тушью в соответствии с условными топографическими знаками.

В окончательном виде чертеж снабжается необходимыми реквизитами, надписями и подписями исполнителей.

*Для накладки ситуации по перпендикулярам* пользуются линейкой, угольником и циркулем-измерителем. Сначала по данным абриса размечают на базисе следы перпендикуляров, затем при помощи угольника проводят перпендикуляры и на них откладывают расстояния от базиса до съемочных точек. Соединив полученные точки необходимыми контурами, получают рисунок местности.

*Для накладки ситуации полярным способом* пользуются линейкой, циркулем-измерителем и геодезическим транспортиром. При нанесении на план точек центр транспортира совмещают с вершиной угла, принятой за полюс, а нулевой штрих транспортира совмещают с направлением на предыдущую вершину полигона. По дуге транспортира откладывают углы, измеренные теодолитом при визировании на точки местности. Построение углов транспортиром производят с точностью  $1/4$  его полуградусного деления.

### **4.3. Нивелирование трассы**

#### **4.3.1. Сущность нивелирной съемки трассы**

Нивелирная съемка трассы применяется при строительстве автомобильных и железных дорог, подъездных путей, водопроводов, теплоцентралей, канализации, водоотводящих осушительных систем, систем радиотехнического обеспечения посадки самолетов и др. Ширина снимаемой полосы зависит от ширины предполагаемого сооружения, сложности рельефа местности и обычно составляет от 40 до 200 м.

Иногда ограничиваются съемкой только по оси трассы, например, при трассировании кабельных линий электропередач и укладке трубопроводов. В результате нивелирной съемки составляется план трассы, профили по оси трассы и по поперечникам. Иногда составляется только совмещенный план и профиль трассы.

Горизонтальную рабочую основу при съемке составляет разомкнутый теодолитный ход, прокладываемый по оси трассы, а вертикальную рабочую основу - нивелирный ход, также совмещенный с осью трассы.

Различают три вида нивелирных ходов: сомкнутый, разомкнутый (или магистральный) и висячий.

В *сомкнутом нивелирном ходе* трасса обходит некоторый участок местности и возвращается в начальную точку. Поэтому сумма всех превышений по сомкнутому ходу равна нулю

$$\sum h = 0. \quad (4.35)$$

В *разомкнутом (магистральном) нивелирном ходе* начальная и конечная точки трассы разомкнуты, но они жестко закреплены на местности и обе имеют абсолютные или условные отметки. Поэтому сумма всех превышений по разомкнутому ходу равна разности отметок конечной и начальной точек трассы

$$\sum h = H_k - H_n. \quad (4.36)$$

В *висячем нивелирном ходе* трасса разомкнута, но на местности жестко закреплена и имеет отметку только одна начальная точка трассы. Поэтому висячий ход нивелируется дважды - в прямом и обратном направлениях, либо оба раза в прямом направлении, тогда один ход является основным, а второй контрольным. Сумма всех превышений прямого (основного) хода должна быть равна сумме всех превышений обратного (контрольного) хода, взятой с обратным знаком

$$\sum h_{np(осн)} = \sum h_{обр(конт)}. \quad (4.37)$$

Нивелирная съемка трассы включает полевые и камеральные работы.

В содержание *полевых работ* входит трассирование и закрепление оси трассы, разбивка пикетажа и круговых кривых на трассе, нивелирование оси трассы и поперечников. Для производства полевых работ применяют теодолит с точностью 30"-10", мерную штриховую ленту, экер, рулетку и технический нивелир с рейками. Учитывая большое число станций по трассе, наиболее экономично применять нивелиры с компенсаторами.

*Камеральные работы* состоят из пяти самостоятельных этапов: вычисления прямоугольных координат вершин углов поворота трассы и заполнения ведомости координат; заполнения ведомости углов поворота, прямых и кривых; составления и вычерчивания плана трассы; вычисления отметок нивелирного хода; составления и вычерчивания продольного и поперечного профилей трассы.

Вычисление прямоугольных координат углов поворота трассы производят по правилам определения координат вершин углов разомкнутого теодолитного хода (разомкнутого полигона), итогом которых является заполненная ведомость координат, порядок заполнения которой аналогичен теодолитной съемке. Поэтому ниже будут рассмотрены второй, третий, четвертый и пятый этапы камеральных работ при нивелировании трассы.

#### 4.3.2. Трассирование и закрепление оси трассы

Геодезические работы при трассировании инженерного сооружения состоят из наземных рекогносцировочных обследований местности, полевого трассирования на местности и закрепления трассы специальными знаками.

##### Наземные рекогносцировочные обследования местности

Наземные рекогносцировочные обследования 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. Также отыскиваются исходные реперы и детально изучается полоса съемки. Обязательно обследуют на местности места пересечения водотоков и сложные в инженерно-геологическом отношении участки, и уточняется окончательное положение оси трассы в натуре. Трасса не должна проходить через сплошные заросли, лесные и заболоченные участки, сильно пересеченные места.

##### Полевое трассирование на местности

Полевое трассирование на местности выполняет звено трассировщиков, возглавляемое начальником изыскательской партии (отряда) или его заместителем, и заключается в проложении по оси трассы теодолитного хода, провешивании линий оси трассы, определении углов поворота трассы и закреплении биссектрис горизонтальных углов.

При прокладке теодолитного хода измеряют горизонтальные углы, прямые и обратные магнитные азимуты сторон хода. Для полевого трассирования применяют теодолиты типа 2Т30П, 4Т30П, 4Т15П, 3Т5КП или электронные тахеометры типа Та3М и 3Та5. Перед началом полевых геодезических работ теодолиты тщательно поверяют и при необходимости юстируют.

При вешении в лесу делают просеки шириной не более 1 м. На этом этапе осуществляют предварительное закрепление трассы.

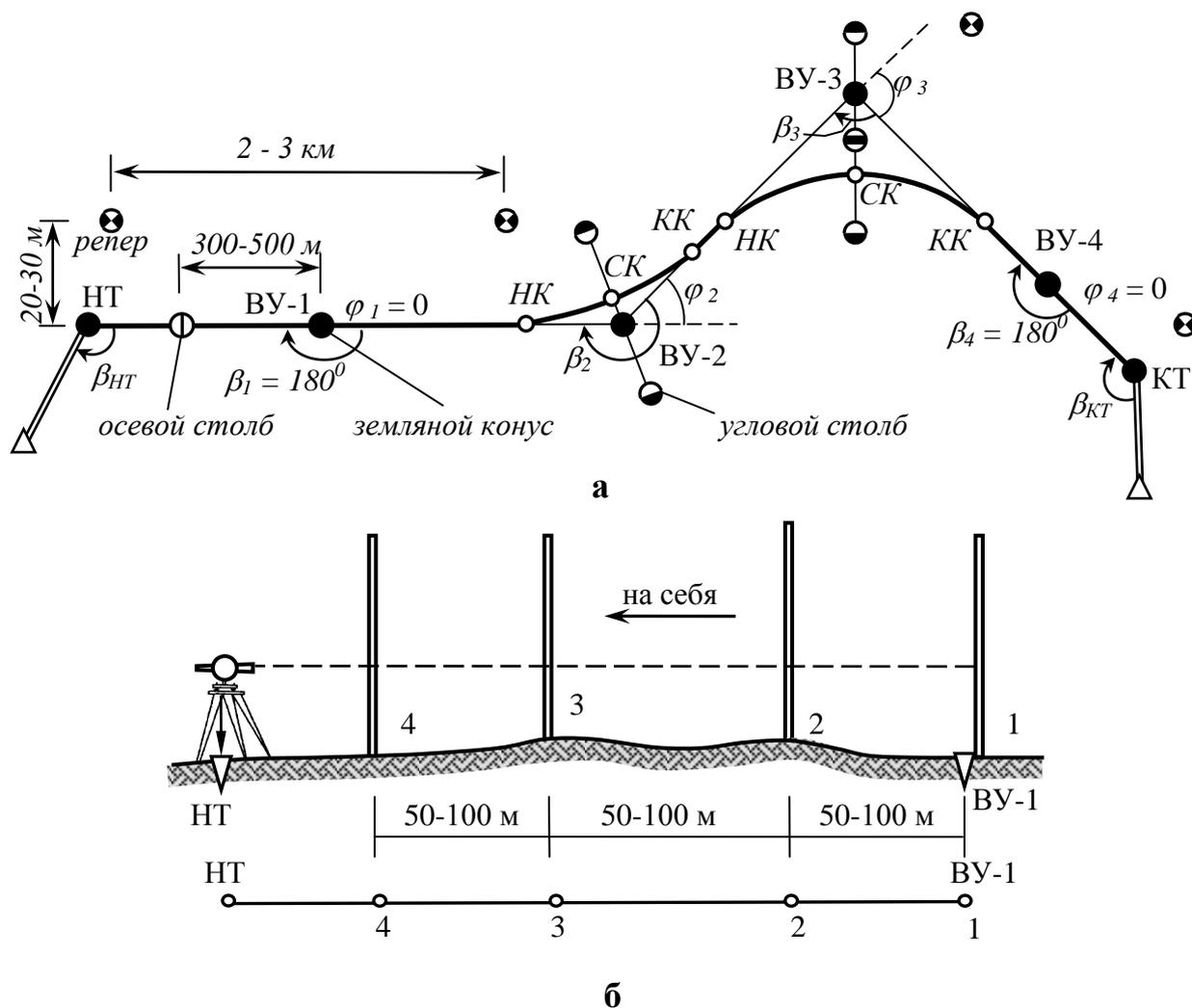
После выноса трассы в натуру осуществляют ее привязку к пунктам государственной геодезической сети, обычно прокладкой теодолитных ходов. При отсутствии вблизи трассы пунктов государственной геодезической сети через каждые 15 - 20 км производят определение истинных азимутов соответствующих направлений трассы с использованием гиротеодолитов.

##### **Проложение по трассе теодолитного хода и вешение линий**

Работу звена трассировщиков при прокладке теодолитного хода и вешении линий организуют следующим образом (рисунок 4.16 а). Теодолит устанавливают в начальной точке трассы и приводят в рабочее положение. По ха-

ракторным ориентирам на местности или с помощью буссоли теодолита по магнитному азимуту определяют *начальное направление трассы*, которое закрепляют вехой. Веху выставляют на возвышенном месте в пределах прямой видимости. Далее производят *вешение линии* теодолитом способом «на себя», выставляя вехи через каждые 50 - 100 м (рисунок 4.16 б).

После установки инструмента над точкой *НТ* начала трассы зрительную трубу наводят на веху *1* в точке *ВУ-1*, затем лимб и алидаду закрепляют. Один из исполнителей, двигаясь с точки *ВУ-1* на точку *НТ* по указанию наблюдателя, ставит несколько вех (*2, 3* и *4*) так, чтобы на них проектировалась вертикальная нить сетки. Если местность холмистая, то вехи расставляют через 40-60 м. Закончив вешение линии, теодолит переносят на первую станцию. Если в данной точке поворота трассы нет, т.е.  $\beta_1 = 180^\circ$ , то прибор ориентируют на начало трассы и переводом трубы через зенит при двух кругах теодолита выставляют вторую станцию, после чего вновь осуществляют вешение «на себя» и так далее до первого угла поворота трассы.



**а** - трассирование инженерного сооружения и закрепление оси трассы специальными знаками; **б** – вешение линий при полевом трассировании  
 Рисунок 4.16 - Трассирование и закрепление оси 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 стволы 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.

Установив теодолит в вершину первого угла поворота трассы (ВУ-2, рисунок 4.16а) приступают к измерению *горизонтального угла* полным приемом с записью результатов в специальный угломерный журнал (таблица 4.5). Разница углов в полуприемах не должна превышать двойной точности теодолита. По измеренным горизонтальным углам  $\beta$  получают углы поворота трассы.

*Углами поворота трассы называются углы отклонения трассы от предыдущего направления.*

Таблица 4.5 - Угломерный журнал

Дата измерения 12.05.2007г.

Наблюдал Максимов

Но- мер стан- ции	Номера наблю- даемых точек	Углы			Прямые и обратные магнитные азимуты	Приме- чание
		Отсчеты по го- ризонтальному кругу	Горизонталь- ный угол из полуприема	Среднее значение угла		
1	2	3	4	5	6	7
		Круг лево				
	ВУ-1	218 <sup>0</sup> 41',5 (1)	214 <sup>0</sup> 22' (5)		63 <sup>0</sup> 12' (9)	
	ВУ-3	04 <sup>0</sup> 19',5 (3)			348 <sup>0</sup> 37' (8)	
ВУ-2				214 <sup>0</sup> 22' (7)		
		Круг право				
	ВУ-1	38 <sup>0</sup> 40',5 (2)	214 <sup>0</sup> 22' (6)			
	ВУ-3	184 <sup>0</sup> 18',5 (4)				

Углы поворота трассы  $\varphi$  (рисунок 4.16) вычисляют в зависимости от ее левого или правого поворота по формулам

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{л} &= \beta - 180^{\circ} \\ \varphi_{пр} &= 180^{\circ} - \beta \end{aligned} \right\} \quad (4.38)$$

Вершины углов поворота трассы надежно закрепляют осевыми кольями со сторожками или столбами. В верхний торец кола (столба) забивают гвоздь, который является центром при измерении углов. Здесь же назначают радиус круговой кривой, нередко измеряя для этой цели допустимую биссектрису. На сторожках 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.

В каждой вершине угла разбивают теодолитом его *биссектрису*, которая закрепляется угловыми колами со сторожками или столбами, как показано на рисунке 4.16. На лицевой части сторожка, обращенного к вершине угла, надписывают обозначение биссектрисы и расстояние до угла, что позволяет восстановить при необходимости его положение.

При полевом трассировании нередко возникают ситуации, когда в створ трассы попадают неустранимые в ходе изысканий препятствия (например, опора ЛЭП, реликтовое дерево, стог сена, здание 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 способом построения на створе треугольника или способом параллельного смещения створов.

**Способ построения на створе треугольника** 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:

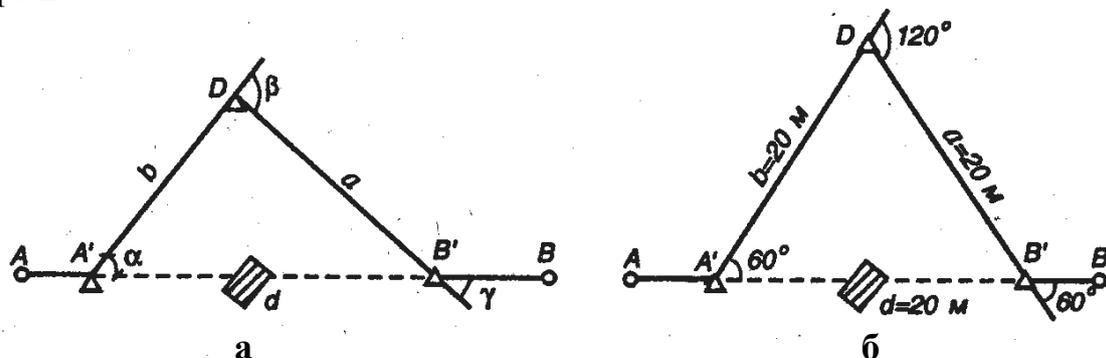
- устанавливают теодолит в точке  $A'$  перед препятствием и, сориентировав прибор на предыдущую осевую точку трассы  $A$ , откладывают некоторый острый угол  $\alpha$  (рисунок 4.17 а);

- отмерив от точки  $A'$  некоторое расстояние  $b$  до точки  $D$ , устанавливают теодолит и, сориентировав его на точку  $A'$ , откладывают некоторый угол  $\beta$ , таким образом, чтобы явно была обеспечена видимость на предполагаемое продолжение створа;

- вычисляют величину угла  $\gamma$  в точке  $B'$  на продолжении створа

$$\gamma = \beta - \alpha ; \quad (4.39)$$

- из теоремы синусов определяют расстояние  $a$  до точки продолжения створа  $B'$



а – общий случай; б – случай построения равностороннего треугольника

Рисунок 4.17 - Способ обхода препятствия построением на створе треугольника

$$a = \frac{b \cdot \sin \alpha}{\sin \gamma}; \quad (4.40)$$

- откладывают расстояние  $a$  и отмечают точку  $B'$  на продлении створа;
- устанавливают теодолит в точке  $B'$  и, сориентировав его на точку  $D$ , откладывают угол  $\gamma$  и выставляют точку  $B$  на продолжении створа;
- из теоремы синусов вычисляют недоступное расстояние  $d$  отрезка  $A'B'$  створа

$$d = \frac{b \cdot \sin \beta}{\sin \gamma}. \quad (4.41)$$

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  $\alpha = 60^\circ$  и одну длину землемерной ленты  $b = 20$  м до точки  $D$  (рисунок 4.17 б);
- в точке  $D$  откладывают угол  $\beta = 120^\circ$  и одну длину землемерной ленты  $a = 20$  м до точки  $B'$  на продлении створа;
- в точке  $B'$  откладывают угол  $\gamma = 60^\circ$  и выставляют точку  $B$  на продлении створа.

Очевидно, что при использовании такого способа обхода препятствия отпадает необходимость в каких-либо вычислениях, а недоступное расстояние оказывается равным также 20 м.

**Способ параллельного смещения створов** используют при обходе значи-

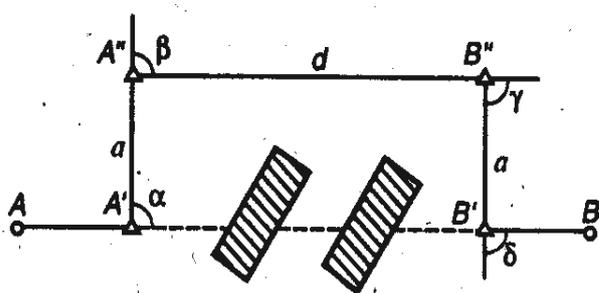


Рисунок 4.18 - Способ обхода препятствия параллельным смещением створов

тельных по площади препятствий (например, сооружения, группы зданий и т. д.). Задача обхода большого препятствия решается построением на створе прямоугольника с помощью теодолита и ленты. Как следует из рисунка 4.18, в этом случае достаточно отложить прямые углы и расстояния, достаточные для обхода препятствия.

### Закрепление трассы специальными знаками

Между периодами изысканий, проектирования и началом строительных работ порой проходит несколько лет. За это время замены и большинство сторожков и точек пропадают. Поэтому трасса автомобильной дороги должна быть

надежно закреплена стандартными деревянными или железобетонными знаками, как в плановом, так и в высотном отношении (рисунок 4.16 а).

К плановым закрепительным знакам относятся: осевые столбы; земляные конусы с погребенными точками; угловые столбы.

Высотными закрепительными знаками являются притрассовые реперы.

Закрепительные знаки, как правило, размещают в местах, на которых не производят сельскохозяйственных работ – на выгонах, на границах полей севооборота, в кустарниках, в лесу и т.д.

*Осевыми столбами* закрепляют прямолинейные участки трасс (рисунок 4.19 а), размещая их строго по оси трассы на расстоянии (в зависимости от категории рельефа) 300-500 м 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.

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 разделяют под осевой столб (рисунок 4.19 б).

*Земляными конусами с погребенными осевыми точками* (рисунок 4.20 а) закрепляют станции теодолита при вешении длинных прямых, обозначаемые на местности сторожками и точками. Для этого станцию окапывают канавой, используя грунт для отсыпки земляного конуса и устраивая таким образом погребенную осевую точку. Как показывает практика изысканий автомобильных дорог, закрепление по типу земляного конуса с погребенной осевой точкой является одним из наиболее надежных видов закрепления.

*Угловыми столбами* (рисунок 4.20 б) закрепляют вершины углов поворота трассы и точки середины кривых. Угловые столбы размещают на биссектрисе угла, лицевую часть которых ориентируют в сторону вершины угла. На лицевой

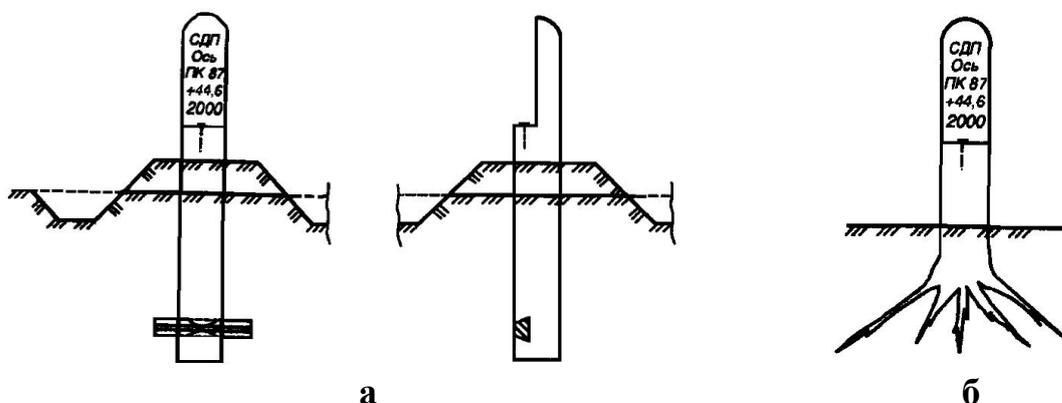


Рисунок 4.19 - Осевой столб (а) и осевой пень (б)

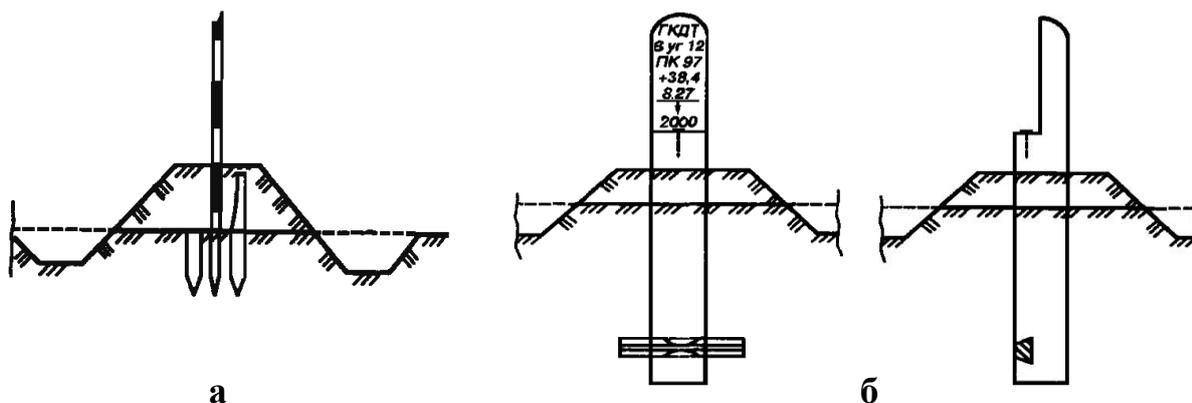


Рисунок 4.20 - Земляной конус с погребенной осевой точкой (а) и угловой столб для закрепления вершины угла (б)

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. При небольшом значении биссектрисы вершину угла и точку середины кривой закрепляют двумя угловыми столбами, размещаемыми по возможности за пределами полосы отвода. При величине биссектрисы более 20-25 м вершину угла и точку середины кривой закрепляют тремя угловыми столбами. При этом средний столб делают с двумя лицевыми частями, ориентированными соответственно на вершину угла и середину кривой, и делают соответствующие надписи.

Собственно вершину угла, обозначенную на местности сторожкой и точкой, закрепляют земляным конусом с погребенной точкой вершины угла.

*Притрассовые реперы* (рисунок 4.21) служат для закрепления трассы в высотном отношении. Реперы размещают 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 ориентируют в сторону трассы и размещают таким образом,

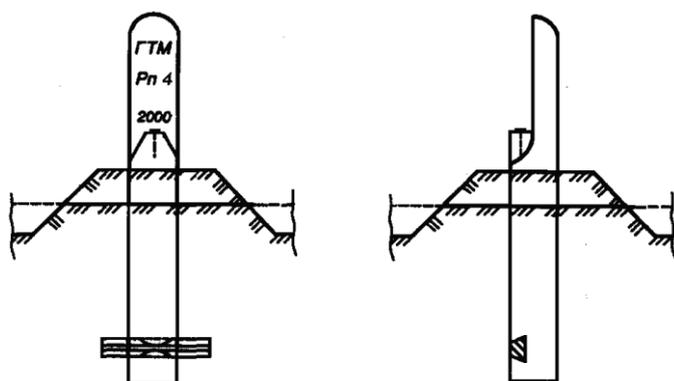


Рисунок 4.21 - Притрассовый репер

чтобы они были хорошо видны с трассы. На лицевой части притрассовых реперов надписывают: аббревиатуру организации, выполняющей изыскания; обозначение репера; год производства изысканий.

В ходе работы по закреплению трассы составляют специальную ведомость закреплений, где обязательно приводят схемы закреплений.

### 4.3.3. Разбивка пикетажа на трассе

Одновременно с трассированием оси трассы или по окончании трассировочных работ производится разбивка пикетажа звеном пикетажистов.

*Пикетажем* называется система съёмочных точек, разбитых и закрепленных на местности.

Разбивка пикетажа на трассе включает:

- измерение линий по оси трассы;
- разбивку и закрепление пикетных и плюсовых точек по оси трассы;
- разбивку и закрепление точек на поперечниках;
- съёмку местных предметов и ситуации в полосе трассы.

При разбивке пикетажа ведётся полевой журнал – пикетажная книжка, в которую заносят результаты линейных и угловых измерений, номера точек, расчеты пикетажных обозначений точек, а также вычерчивают абрис съёмки полосы вдоль трассы.

#### Измерение линий по оси трассы

Измерения линий стальной 20-метровой лентой выполняют после провешивания. Ленту разматывают с кольца, затем задний мерщик втыкает в землю шпильку в начальной точке линии, надевает конец ленты на шпильку и направляет переднего мерщика в створ измеряемой линии, ориентируясь выставленными вехами или вехой на конечной точке. Передний мерщик, встряхнув ленту, натягивает ее на себя и через вырез в конце ленты втыкает вертикально первую шпильку. После этого задний мерщик вынимает свою шпильку, а передний снимает ленту со шпильки и оба мерщика протягивают ленту вперед по створу.

Задний мерщик, подходя к воткнутой первой шпильке, командует «стой», надевает конец ленты прорезью на шпильку и выставляет снова переднего мерщика в створ. Подобно предыдущему передний мерщик втыкает вторую шпильку и т.д. В отдельных случаях, когда заднему мерщику не видно впереди себя вешки, передний мерщик встает в линию сам, ориентируясь по задней шпильке.

При измерении линий на местности нужно помнить, что измеряется наклонная линия, а для составления планов необходимо пользоваться ее горизонтальным проложением. Поэтому с измерением линии измеряется угол ее наклона эклиметром или теодолитом. Если угол наклона превышает полутора градусов, то определяется поправка в длину линии за наклон.

Поправки за наклон линии определяются по формуле

$$\Delta L = 2L \sin^2 \frac{\nu}{2}, \quad (4.42)$$

где  $L$  – длина наклонной линии, м;

$\nu$  - угол наклона линии к горизонту.

На практике величину поправки за наклон линии определяют с помощью микрокалькулятора или по таблице.

Очень часто по наклонной местности проходит не вся линия, а только часть ее, поэтому только в эти длины линии вводятся поправки за наклон.

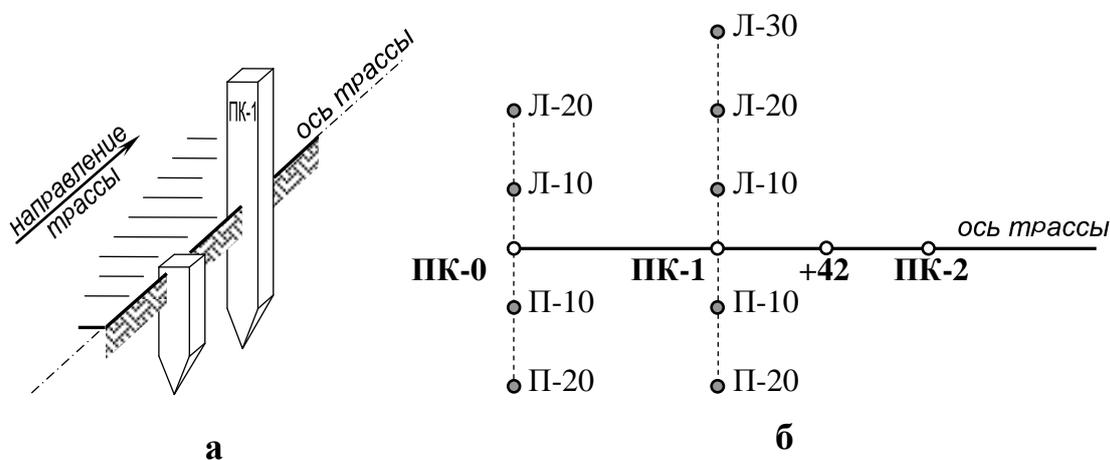
### Разбивка пикетных и плюсовых точек по оси трассы, точек на поперечниках

Разбивку (расстановку) пикетов, плюсовых точек и поперечников по трассе производят одновременно с измерением линий.

*Пикеты* разбиваются через 100 м и закрепляются колышком со сторожком (рисунок 4.22 а). При этом кол длиной 20-25 см и толщиной 3-5 см вбивается вровень с землей на оси трассы, а сторожок длиной 40-50 см и сечением 3х5 см устанавливается впереди кола на расстоянии 10-15 см в створе линии. На сторожке делается обращенная к точке надпись номера пикета, например ПК-1. Пикеты измеряют последовательно, начиная от нулевого, установленного в начале трассы.

*Плюсовые точки* разбиваются на всех перегибах профиля по оси трассы и закрепляются только сторожками. На сторожке подписывают номер пикета и расстояние до плюсовой точки или только расстояние до плюсовой точки, например ПК-1+42 или +42.

*Разбивка поперечников* производится для съемки местных предметов и рельефа, расположенных в стороне от оси трассы. Поперечники (рисунок 4.22 б) разбивают перпендикулярно к направлению оси трассы с помощью экера и мерной ленты (или рулетки). Расстояние между поперечниками зависит от характера местности и от степени точности, с которой должен быть составлен проект сооружения. Чем местность пересеченнее и чем больше нужна точность, тем чаще разбиваются поперечники. При дорожных изысканиях поперечники разбивают обычно на всех 100-метровых пикетах и перегибах местности. Точки на



а – пикетажные кол и сторожок; б – разбивка поперечников

Рисунок 4.22 – Разбивка пикетажа по трассе

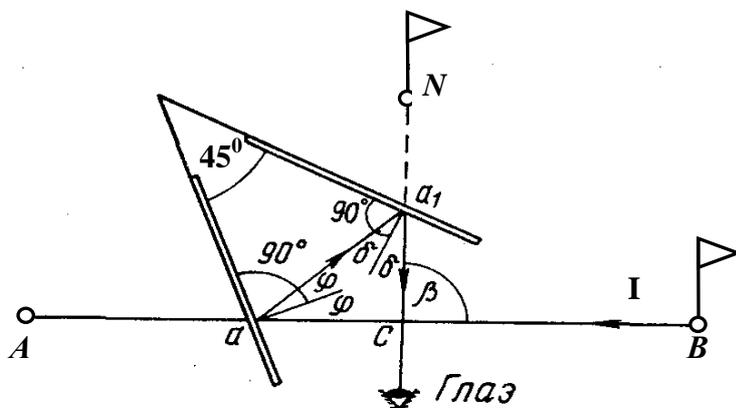


Рисунок 4.23 – Разбивка перпендикуляра к оси трассы экером

поперечниках закрепляются кольями со сторожками, которые нумеруются с указанием сторон трассы и расстояния от ее оси, например лево 10 м (Л-10) или право 20 м (П-20).

Для построения перпендикуляра к оси трассы в точке  $C$  (линия  $AB$  на рисунке 4.23) поступают следующим образом. Встают с

экером в точке  $C$  и поворачивают его так, чтобы луч от вехи  $B$  попал в зеркало  $a$  и, отразившись от него, дал изображение вехи  $B$  в зеркало  $a_1$ . Далее, наблюдая в окошко над зеркалом, наблюдатель дает указание помощнику выставить веху в направлении изображения вехи  $B$ , т.е. по линии  $CN$ . Тогда угол между лучами  $CN$  и  $CB$  будет  $90^\circ$ .

Если в процессе съемки требуется опустить перпендикуляр из какой-либо характерной точки контура на ось трассы, то наблюдателю нужно перемещаться с экером по оси трассы до тех пор, пока веха на трассе, видимая через окно экера, не окажется продолжением изображения вехи точки контура, видимого в зеркале под окном. Точку в основании перпендикуляра определяют по отвесу.

#### 4.3.4. Съемка местных предметов и ситуации в полосе трассы, ведение пикетажного журнала

Съемка местных предметов и ситуации производится во время разбивки пикетажа при промере трассы в прямом направлении способом перпендикуляров по обе стороны от ее оси. Промер в обратном направлении выполняется для оценки точности измерения. Точность измерения соответствует точности при прокладке теодолитных ходов. Перпендикуляры до снимаемых контуров строят с помощью экера, расстояния оцениваются на глаз, а до четко выраженных контуров и объектов измеряют рулеткой.

В процессе разбивки пикетажа и поперечников ведется полевой пикетажный журнал, состоящий из листов клетчатой или миллиметровой бумаги. Пикетажный журнал (рисунок 4.24) ведется в масштабе 1:2000. Правила ведения пикетажного журнала следующие.

В пикетажный журнал в масштабе съемки заносят ось трассы, реперы, пикетные и плюсовые точки, поперечники, значения элементов кривой, а также абрис съемки местных предметов (границы угодий, реки, ручьи, овраги, озера и пруды, колодца, строения, дороги с указанием откуда и куда они идут, линии связи и электропередач и другие местные предметы, которые могут иметь значение при проектировании или отводе земли под дорогу).

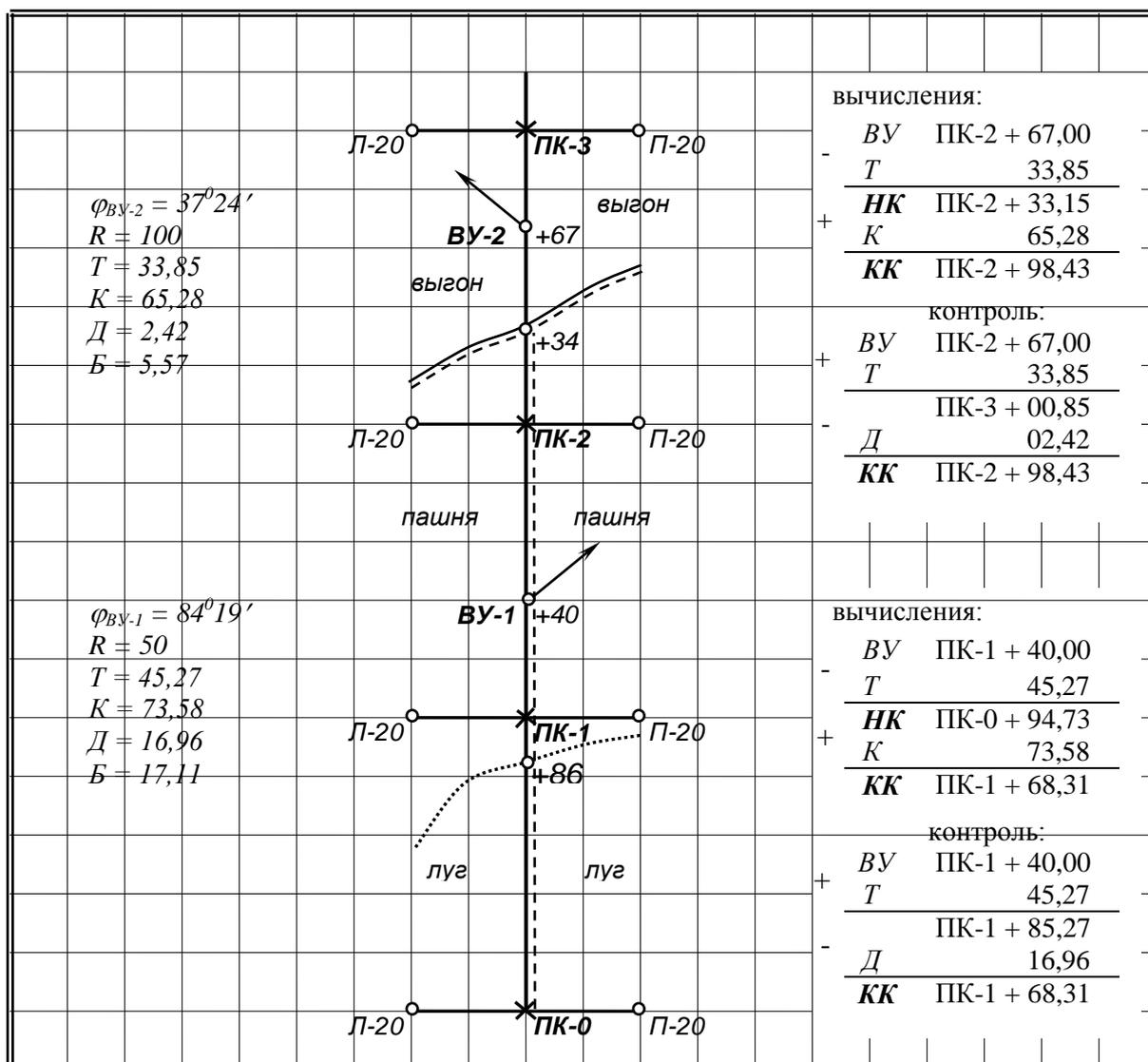


Рисунок 4.24 – Пикетажный журнал

Ось трассы вычерчивают посередине листа в виде прямой линии снизу вверх. Повороты оси трассы показывают стрелками по углом  $45^{\circ}$  к линии хода влево или вправо. Сбоку от поворота подписывают номер вершины угла, величину угла и расстояние от ПК-0 до угла поворота. Вдоль стрелки подписывают румб или азимут линии.

Пикетные и плюсовые точки наносятся в масштабе съемки по линии оси трассы с их нумерацией и указанием расстояния от ПК-0.

Контуры местных предметов обозначают пунктиром, а их названия подписывают, например лес, пашня, балка, луг, выгон.

Элементы круговых горизонтальных кривых выписываются под величиной угла поворота трассы. По элементам круговой кривой в пикетажном журнале производят вычисления пикетажного положения ее главных точек. Результаты вычислений используются в дальнейшем при разбивке кривых.

Данные пикетажного журнала впоследствии используют при построении плана и профиля трассы.

#### 4.3.5. Разбивка круговых горизонтальных кривых и вынос пикетов с тангенсов на кривую

Для обеспечения безопасности и скорости движения автомобильные дороги должны состоять из прямолинейных участков, сопряженных между собой круговыми или переходными кривыми. Последний имеет переменный радиус кривизны. В зависимости от категории дороги и рельефа местности устанавливаются минимальные радиусы кривых. Так, например, для автомобильных дорог минимальный радиус равен 60 м.

При проектировании и строительстве подъездных и внутриаэродромных дорог в углы поворота трассы вписывают круговые горизонтальные кривые – дуги окружностей. Работы по разбивке кривых и выносу на них пикетов ведет звено пикетажистов.

#### Разбивка круговых горизонтальных кривых

Прямые участки трассы (рисунок 4.25 а), расположенные под углом  $\varphi$ , соединяют круговой кривой по касательным к ней в точках  $НК$  (начала кривой) и  $КК$  (конца кривой). Точка  $O$  является центром круговой кривой с радиусом  $R = ONK = OKK$ . Расстояния от начала кривой  $НК$  до вершины угла  $BV$  и от вершины угла до конца кривой  $КК$  равны и называются тангенсами кривой  $T$ . Отрезок, соединяющий центр круговой кривой с вершиной угла, делит круговую кривую пополам в средней точке  $СК$  (середина кривой). Расстояние от вершины угла до середины кривой называется биссектрисой кривой  $B$ . Расстояние от  $НК$  до  $КК$  по тангенсам всегда длиннее расстояния по кривой на величину, называемую домером  $D$ .

**Главными точками кривой являются точки: начало кривой  $НК$ , середина кривой  $СК$  и конец кривой  $КК$ , а элементами кривой – тангенс  $T$ , длина кривой  $K$ , биссектриса угла  $B$  и домер  $D$ .**

Элементы круговой кривой выражаются из прямоугольного треугольника (рисунок 4.25 а):

1. Тангенс кривой

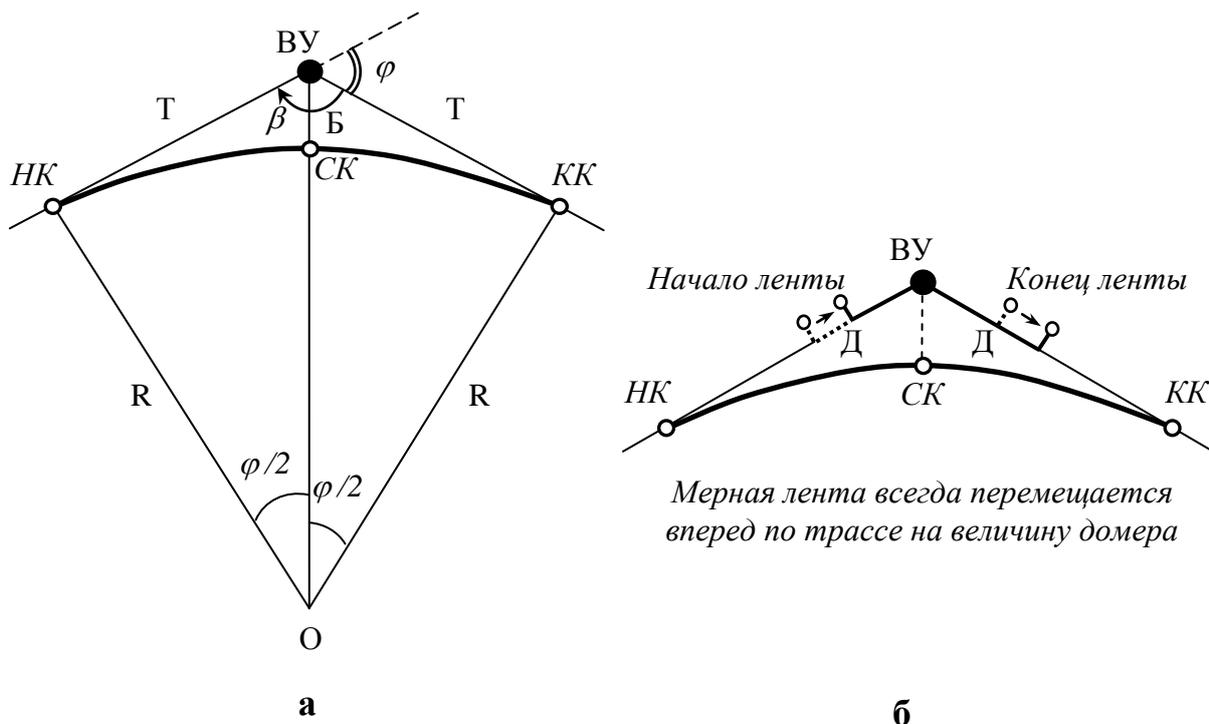
$$T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}, \text{ м.} \quad (4.43)$$

2. Длина кривой

$$K = \frac{\pi \cdot R \cdot \varphi}{180^\circ}, \text{ м.} \quad (4.44)$$

3. Биссектриса угла

$$B = \frac{R}{\cos \frac{\varphi}{2}} - R = R \cdot \left( \frac{1}{\cos \frac{\varphi}{2}} - 1 \right), \text{ м.} \quad (4.45)$$



**а** – элементы круговой кривой; **б** – учет домера при разбивке кривой  
 Рисунок 4.25 - Разбивка горизонтальных круговых кривых

#### 4. Домер

$$D = 2 \cdot T - K, \text{ м.} \quad (4.46)$$

Расчет пикетажного положения начала кривой ( $ПП_{HK}$ ) и конца кривой ( $ПП_{KK}$ ) производят с обязательным контролем вычислений:

##### 1. Вычисления пикетажного положения

$$\left. \begin{aligned} ПП_{HK} &= ПП_{BY} - T \\ ПП_{KK} &= ПП_{HK} + K \end{aligned} \right\} \quad (4.47)$$

##### 2. Контроль вычислений пикетажного положения

$$ПП_{KK} = ПП_{BY} + T - D. \quad (4.48)$$

Вычитание величины домера при контроле делается потому, что измерение длины трассы производится по прямым элементам ломаных линий, а вписанная в угол поворота кривая короче ломаной, и эта разность между ломаной и кривой и есть домер.

Пикетажное положение середины кривой ( $ПП_{СК}$ ) определяется от точек начала ( $ПП_{HK}$ ) или конца ( $ПП_{KK}$ ) кривой по формулам

$$\left. \begin{aligned} \text{ПП}_{СК} &= \text{ПП}_{НК} + \frac{1}{2} \cdot K \\ \text{ПП}_{СК} &= \text{ПП}_{КК} - \frac{1}{2} \cdot K \end{aligned} \right\} \quad (4.49)$$

Таким образом, для того чтобы построить кривую, необходимо измерить горизонтальный угол  $\beta$  и назначить радиус кривой  $R$ . Величина угла поворота трассы  $\varphi$ , элементы кривой  $T$ ,  $K$ ,  $B$ ,  $D$  и пикетное положение главных точек кривой  $\text{ПП}_{НК}$ ,  $\text{ПП}_{КК}$ ,  $\text{ПП}_{СК}$  вычисляются по формулам.

При практических работах для вычисления основных элементов круговой кривой по известным  $\varphi$  и  $R$  пользуются готовыми таблицами, в которых значения элементов кривой даются для различных углов поворота, измеряющихся через  $1^\circ$  дуги и для радиуса, равного 10 м. В пояснениях к таблицам приводятся правила пользования ими.

Значение элементов кривых, выбранных из таблиц, записываются в пикетажный журнал (рисунок 4.24) около соответствующего угла поворота: справа, если трасса поворачивает вправо, или слева, если трасса поворачивает влево. Затем ниже записывается столбиком расчет пикетажного положения точек начала и конца кривой.

Пример расчета пикетажного положения начала и конца кривой с контролем вычислений показан на рисунке 4.26. Контрольные вычисления состоят в том, чтобы к пикетажному обозначению вершины угла поворота прибавляется значение тангенса и вычитается значение домера. Главные точки кривой закрепляются на местности кольями со сторожками. Для нахождения пикетного положения точки  $НК$  на трассе от ПК-10 надо отмерить длину 6,15 м ( $40,00 - 33,85 = 6,15$ ) и вбить кол. Для определения пикетного положения точки  $КК$  надо за углом поворота переместить мерную ленту вперед на величину домера (рисунок 4.25 б). Затем, дойдя с лентой до расстояния ПК-10 + 71,43, вбить кол, обозначающий конец круговой кривой. Пикетное положение точки  $СК$  на кривой находят, отложив рулеткой длину биссектрисы, и закрепляют колом. Далее продолжают разбивку пикетажа в обычном порядке.

Вычисления:	Контроль вычислений:
- ВУ    ПК-10 + 40,00	+ ВУ    ПК-10 + 40,00
- Т        33,85	+ Т        33,85
+ НК    ПК-10 + 06,15	- Д        02,42
+ К        65,28	- Д        02,42
+ КК    ПК-10 + 71,43	+ КК    ПК-10 + 71,43

Рисунок 4.26 - Расчет пикетажного положения начала и конца кривой

## Вынос пикетов с тангенсов на кривую

Вынос пикетов с тангенсов на кривую производят немедленно после разбивки ее в главных точках. Эту работу выполняют с целью перемещения на кривую пикетов, временно закрепленных на тангенсах в процессе измерения трассы, так, чтобы между пикетами на кривой и на прямых не нарушалось принятое для трассы пикетажное расстояние.

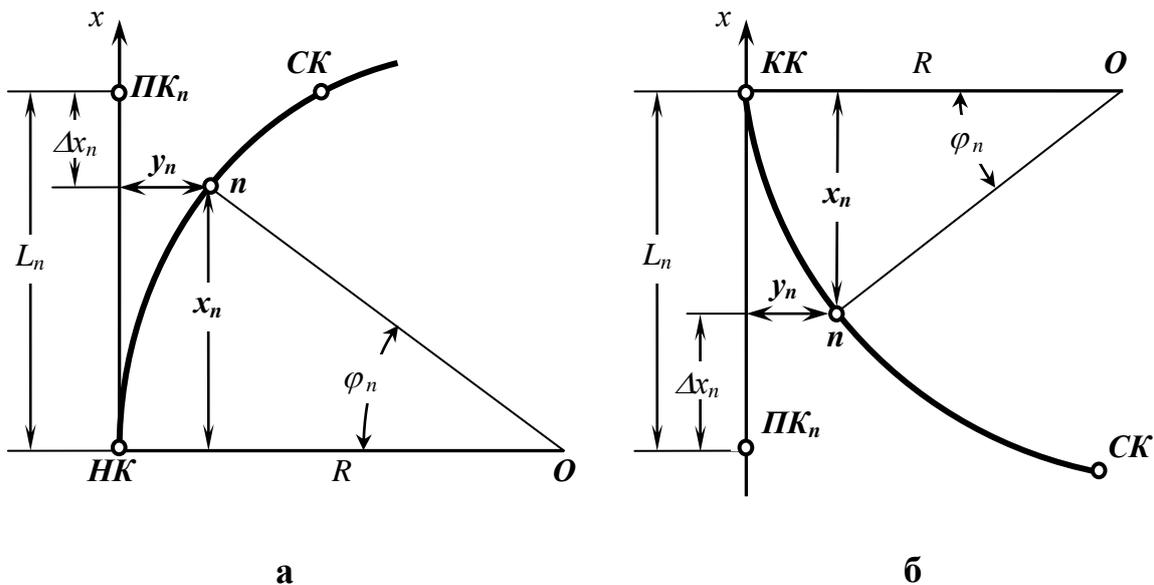
Для решения этой задачи необходимо определить прямоугольные координаты пикетов на тангенсах относительно условного начала, расположенного в начале или конце кривой (рисунок 4.27).

Пусть на кривую радиуса  $R$  требуется вынести пикет под номером  $n$ , находящийся на тангенсе от  $HK$  на расстоянии  $L_n$ . Очевидно, на кривой пикет  $n$  должен занять такое положение, чтобы расстояние по кривой от ее начала до пикета тоже было  $L_n$ , т.е. дуга  $HKn = L_n$ . Для этого, приняв тангенс за ось абсцисс, надо получить такие значения прямоугольных координат  $x_n$  и  $y_n$ , которыми определяется положение пикета  $n$  на кривой.

Задача решается, если будет известен центральный угол  $\varphi_n$ . Но поскольку дуга  $HKn = L_n$  и радиус кривой  $R$  известны, то центральный угол определяется из соотношения

$$\frac{\varphi_n}{L_n} = \frac{360^\circ}{2 \cdot \pi \cdot R},$$

$$\varphi_n = \frac{180^\circ \cdot L_n}{\pi \cdot R}. \quad (4.50)$$



а – с переднего тангенса; б – с заднего тангенса  
Рисунок 4.27 - Вынос пикетов с тангенсов на кривую

Расстояние  $L_n$  находится как разность значений пикетажа пикетной точки  $ПК_n$  и начала кривой  $ПП_{HK}$ , если пикет находится на переднем тангенсе (рисунок 4.27 а), или конца кривой  $ПП_{KK}$  и пикетной точки  $ПК_n$ , если пикет – на заднем тангенсе (рисунок 4.27 б).

$$\left. \begin{aligned} L_n &= ПП_{ПК_n} - ПП_{HK} \\ L_n &= ПП_{KK} - ПП_{ПК_n} \end{aligned} \right\}. \quad (4.51)$$

Прямоугольные координаты  $x_n$  и  $y_n$  пикета на кривой под номером  $n$  определяются из прямоугольного треугольника с вершиной в центре круговой кривой  $O$  (рисунок 4.27) по заданному радиусу кривой  $R$  и центральному углу  $\varphi_n$  по формулам

$$\left. \begin{aligned} x_n &= R \cdot \sin^2 \varphi \\ y_n &= R - R \cdot \cos \varphi = 2R \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} \end{aligned} \right\}. \quad (4.52)$$

На практике координаты  $x$  и  $y$  выбирают из таблиц разбивки круговых кривых данного радиуса.

Для выноса пикета с тангенса на кривую на местности поступают следующим образом:

1. Если пикет  $ПК_n$  находится на переднем тангенсе (рисунок 4.27 а), то нужно отложить от него назад по ходу величину  $\Delta x_n$  и от полученной точки восстановить перпендикулярный отрезок  $y_n$ ,

$$\Delta x_n = L_n - x_n. \quad (4.53)$$

При разбивке «у»-ков пользуются экером и рулеткой.

2. Если пикет  $ПК_n$  находится на заднем тангенсе (рисунок 4.27 б), то нужно отложить от него вперед по ходу величину  $\Delta x_n$  и от полученной точки аналогично восстановить перпендикулярный отрезок  $y_n$  с помощью экера и рулетки.

#### 4.3.6. Нивелирование оси трассы и поперечников

Продольное нивелирование выполняют по разбитому пикетажу трассы с целью определения отметок всех закрепленных на местности пикетных и плюсовых точек, точек на поперечниках и главных точек кривых.

Нивелирование трассы ведет звено нивелировщиков путем проложения сомкнутого, разомкнутого или висячего хода технического нивелирования.

Техническое нивелирование выполняется способом из середины по двухсторонним рейкам с контролем превышений по черной и красной сторонам реек.

Нивелирование трассы включает следующие виды работ: высотная привязка трассы; продольное нивелирование оси трассы и поперечников.

## Высотная привязка трассы

Привязка хода к реперу производится с целью определения отметок точек трассы, а также для контроля нивелирования.

Для привязки трассы нивелир устанавливают между репером  $P_n$  и нулевым пикетом  $ПК-0$  и передают отметку непосредственно с репера на пикет. Если репер находится сравнительно далеко, то прокладывают отдельно связующий ход в несколько станций без разбивки пикетажа. При этом нивелирные рейки ставятся на башмаки. В случае если репер совпадает с нулевым пикетом, то за отметку  $ПК-0$  считают отметку земли. Кол, отмечающий  $ПК-0$ , забивают рядом с репером вровень с землей, а затем нивелируют его как промежуточную точку.

После высотной привязки трассы приступают к нивелированию оси трассы и поперечников.

### Продольное нивелирование оси трассы и поперечников

Нивелирование трассы заключается в последовательном выполнении операций по снятию отсчетов по рейкам на каждой станции и записи их в нивелирный журнал.

Положение станции выбирается с таким расчетом, чтобы нивелир стоял на одинаковом расстоянии от заднего и переднего пикетов (равенство плеч), и чтобы можно было взять отсчеты по рейке со всех пикетных и плюсовых точек и точек на поперечниках, обозначенных в пикетажном журнале.

Разность плеч допускается в пределах 5 м. Расстояния от нивелира до пикета определяются на глаз и контролируются шагами или по нитяному дальномеру. Рейки для технического нивелирования уровней не имеют, поэтому при снятии отсчетов их нужно покачивать вперед назад. При этом наблюдатель снимает наименьший отсчет. Если отсчет по рейке менее 1000 мм, то качать рейку не следует, так как ошибка от качания может превзойти ошибку от наклона рейки.

Нивелирование начинают с первой станции (рисунок 4.28). На пикетах  $ПК-0$  и  $ПК-1$  ставят нивелирные рейки, а между ними устанавливают нивелир так, чтобы расстояния от него до реек было приблизительно одинаковыми. При этом не обязательно, чтобы нивелир был установлен строго на оси трассы. Рейка на  $ПК-0$  считается задней, а на  $ПК-1$  - передней. Далее снимаются отсчеты по черной и красной сторонам задней и передней реек с записью результатов в нивелирный журнал. Затем задний реечник последовательно обходит все промежуточные точки (плюсовые и на поперечниках) и снимаются на них отсчеты только по черной стороне рейки, которые также записываются в нивелирный журнал. Снимать нивелир и переходить на другую станцию рекомендуется только после выполнения контроля работ - окончания всех записей и вычислений в журнале, относящихся к данной станции. Если черные и красные

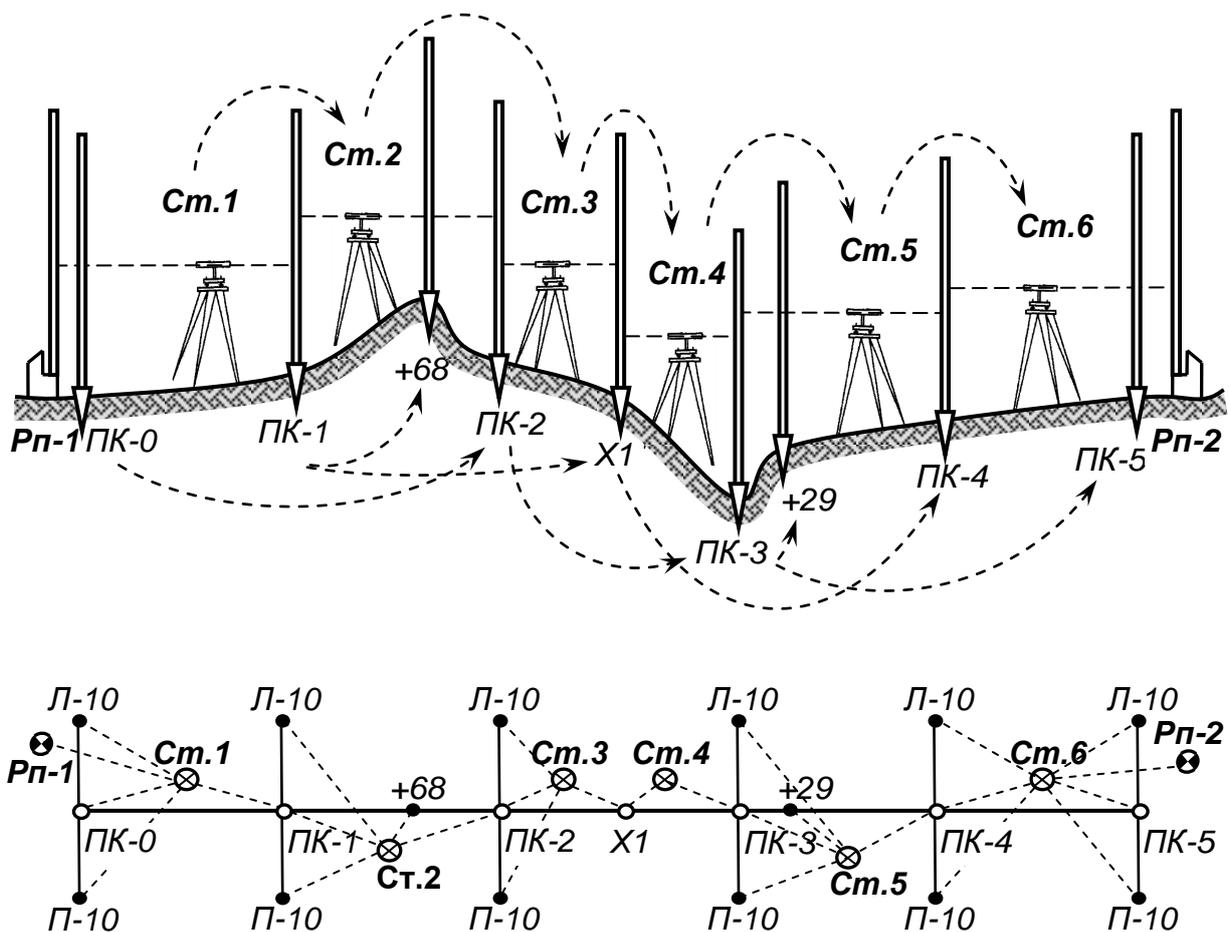


Рисунок 4.28 – Нивелирование оси трассы и поперечников

превышения на станции разнятся между собой более чем на 5 мм, то измерения нужно выполнить повторно.

При переходе на другую станцию задний реечник уходит на пикет ПК-2, а передний реечник становится задним, оставаясь на пикете ПК-1 и так далее.

При нивелировании на крутых склонах иногда невозможно отnivelировать задний и передний пикеты с одной станции – горизонтальный луч либо упирается в землю, либо идет поверх рейки. Тогда в процессе нивелирования устанавливают дополнительные точки, которые называют *иксовыми* и обозначают, например X1 (рисунок 4.28).

Иксовые точки нужны только на время нивелирования для передачи отметки с пикета на пикет и закрепляются на местности временно башмаками. Расстояние до них не измеряется, так как они не являются характерными точками рельефа, а служат как связующие между пикетами.

Для исключения ошибок нивелирования необходимо строго соблюдать установленный порядок работы на станции.

## Порядок работы на станции при нивелировании по двухсторонним рейкам

Рекомендуется следующий порядок работы на станции и ведения нивелирного журнала (рисунок 4.29 и таблица 4.6), последовательность записей указана в скобках цифрами:

- отсчет по черной стороне задней рейки  $a_u$  и запись его в 3 графу (1);
- отсчет по красной стороне задней рейки  $a_{кр}$  и запись его в 3 графу (2);
- отсчет по черной стороне передней рейки  $b_u$  и запись его в 5 графу (3);
- отсчет по красной стороне передней рейки  $b_{кр}$  и запись его в 5 графу (4);
- вычисление черных  $h_u$  и красных  $h_{кр}$  превышений с записью в 6 или 7 графу (5, 6), причем всегда из заднего отсчета вычитается передний

$$h_u = a_u - b_u, \quad h_{кр} = a_{кр} - b_{кр};$$

- контроль нивелирования на станции по равенству черных и красных превышений, допускается разница не более 5 мм

$$|h_u - h_{кр}| \leq 5 \text{ мм};$$

- отсчеты по черной стороне промежуточных реек  $c_u, d_u$  (если они имеются) и запись их в 4 графу (7);
- вычисление среднего превышения  $h_{ср}$  и запись в 8 или 9 графу (8);
- переход на другую станцию.

При установке нивелира на станции ножки штатива нужно вдавливать в землю плавно, без удара. Головка штатива должна быть горизонтальна, иначе хода подъемных винтов может не хватить для установки круглого уровня.

Нивелирные рейки необходимо ставить на верх кола (или сферу башмака) без удара. Перед установкой рейки следует убедиться, что колья не качаются и торцы их не разбиты. Если верхняя часть кола не горизонтальна, то рейку каждый раз нужно ставить однообразно на наивысшую точку кола. Пята рейки должна быть чистой, без прилипшей к ней земли или травы.

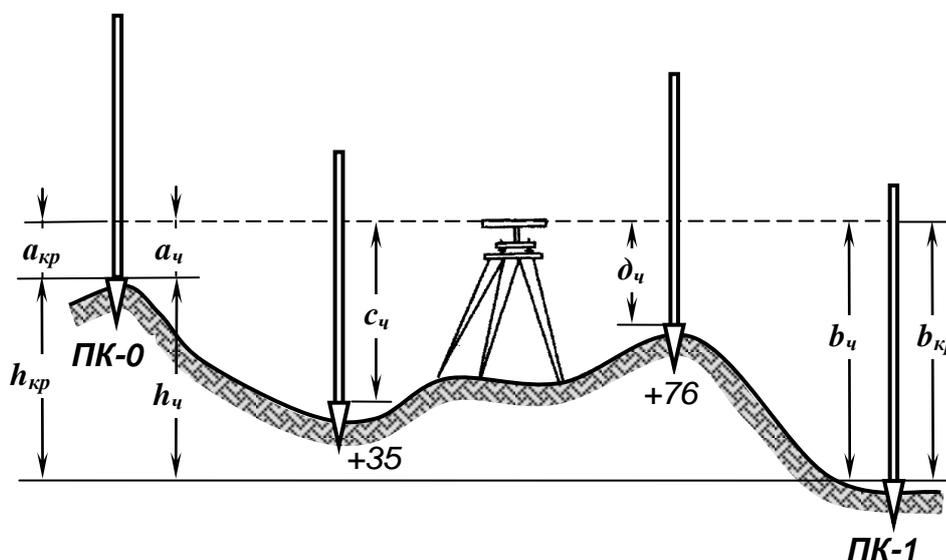


Рисунок 4.29 – Порядок работы на станции при нивелировании трассы

Таблица 4.6 - Нивелирный журнал

№ станции	№ точек	Отсчеты по рейке			Превышения		Средние превышения		Горизонт инструмента	Отметки точек
		задний	промежут.	передний	+	--	+	--		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	ПК-0	1275 (1)								50.000
		6075 (2)				1423 (5)		1423 (8)		
	Л-20		1618 (7)			1423 (6)				
1	П-20		1548 (7)							
	+35		1165 (7)							
	+76		0578 (7)							
	ПК-1			2698 (3)						
				7498 (4)						
	ПК-1	1472								
		6272				0345		0345		
2	Л-20		0634			0345				
	П-20		1132							
	ПК-2			1817						
				6617						
		$\Sigma a$		$\Sigma b$		$\Sigma h$		$\Sigma h_{cp}$		
Постраничный контроль		15094		18630		-3536		-1768		
			-3536			-3536		-1768		

### Контроль работы при нивелировании по двухсторонним рейкам

Правильность записей и вычислений в нивелирном журнале контролируется по каждой его странице, т.е. выполняется постраничный контроль (таблица 4.6). Для этого каждая страница должна начинаться с записи отсчета по задней рейке и заканчиваться записью отсчета по передней рейке. На каждой странице подсчитывается сумма всех задних  $\Sigma a$  и передних  $\Sigma b$  отсчетов, суммируются все превышения со своими знаками и вычисляется общее превышение  $\Sigma h$ .

Полученные результаты должны отвечать равенству

$$\Sigma h = \Sigma a - \Sigma b.$$

Если имеется расхождение хотя бы на 1 мм, то необходимо найти и исправить допущенную в записях или вычислениях ошибку. Переворачивать страницу нивелирного журнала запрещается, если не выполнен постраничный контроль. На последней странице нивелирного журнала, независимо от того, заполнена она полностью или нет, обязательно выполняется постраничный контроль.

#### 4.3.7. Заполнение ведомости углов поворота, прямых и кривых

Результаты измерений и вычислений при трассировании транспортного сооружения сводятся в специальную *ведомость углов поворота, прямых и кривых* (таблица 4.7). Из пикетажного журнала и журнала измерения углов в ведомость заносятся значения пикетажного положения начальной и конечной точек трассы, вершин углов поворота трассы, элементов кривых, длины и направления прямых.

Общий контроль правильности заполнения ведомости углов поворота, прямых и кривых состоит из контроля правильности вычисления углов, элементов кривых и длины трассы.

*Контроль правильности вычисления углов* производят по формулам

$$\sum \varphi_{np} - \sum \varphi_{л} = \alpha_n - \alpha_o, \quad (4.54)$$

или

$$\sum \varphi_{np} - \sum \varphi_{л} = r_{КТ} - r_{НТ}, \quad (4.55)$$

где  $\sum \varphi_{np}$  - сумма углов поворота трассы вправо;

$\sum \varphi_{л}$  - сумма углов поворота трассы влево;

$\alpha_n$  и  $\alpha_o$  - дирекционные углы конечного и начального направлений трассы;

$r_{КТ}$  и  $r_{НТ}$  - румбы конечного и начального направлений трассы.

Разница между суммами правых и левых углов поворота трассы должна быть точно равна разности дирекционных углов конечного и начального направлений трассы.

*Контроль правильности вычисления элементов кривых* производят по формуле

$$2 \cdot \sum T - \sum K = \sum D, \quad (4.56)$$

где  $\sum T$  - сумма тангенсов, м;

$\sum K$  - сумма длин кривых, м;

$\sum D$  - сумма домеров, м.

*Контроль правильности вычисления длины трассы  $L_{mp}$*  осуществляют по формулам

$$L_{mp} = \sum S - \sum D, \quad (4.57)$$

$$L_{mp} = \sum P + \sum K, \quad (4.58)$$

где  $\sum S$  - сумма расстояний между вершинами углов поворота трассы, м;

$\sum P$  - сумма прямых вставок между смежными кривыми, м.

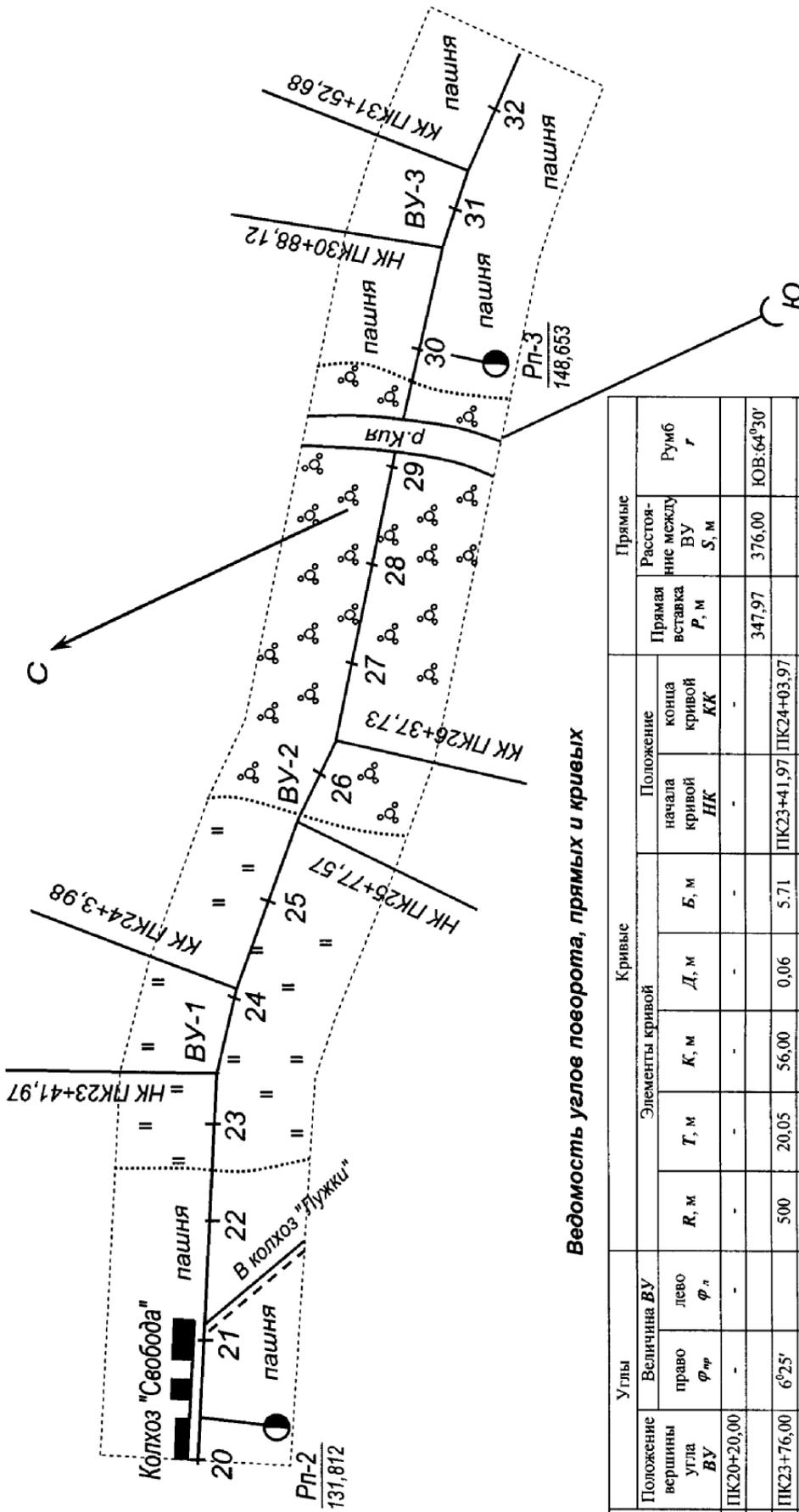
*Длина прямой вставки  $P$*  на участке между смежными кривыми определяется как разность расстояния  $S$  между углами поворота трассы и их предыдущим  $T_{пред}$  и последующим  $T_{посл}$  тангенсами по формуле

$$P = S - T_{пред} - T_{посл}. \quad (4.59)$$

Значения длин трассы, полученные по формулам (4.57 и 4.58), должны быть равны между собой

Таблица 4.7 – Ведомость углов поворота, прямых и кривых

№ вершин	Углы				Кривые								Прямые		
	Положение вершины угла <i>ППВУ</i>	Величина <i>ВУ</i>		Радиус <i>R, м</i>	Тангенс <i>T, м</i>	Кривая <i>K, м</i>	Домер <i>D, м</i>	Биссек триса <i>B, м</i>	Поло- жение начала кривой <i>ППНК</i>	Поло- жение конца кривой <i>ППКК</i>	Прямая вставка <i>P, м</i>	Расстоя- ние меж- ду ВУ <i>S, м</i>	Румб <i>r</i>		
		Право $\varphi_{пр}$	Левое $\varphi_{л}$												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
НТ	ПК0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ВУ-1	ПК8+83,00		37°50'	100	34,27	66,03	2,51	5,71	ПК8+48,73	ПК9+14,76	848,73	883,00	С3:42°30'		
ВУ-2	ПК16+94,94		51°58'	200	97,47	181,40	13,55	22,49	ПК15+97,47	ПК17+78,87	682,71	814,45	С3:80°20'		
ВУ-3	ПК19+0,14		28°39'	100	25,54	50,00	1,07	3,20	ПК18+74,6	ПК19+24,6	095,73	218,75	С3:28°22'		
ВУ-4	ПК21+10,84		12°20'	150	16,21	32,29	0,12	0,87	ПК20+94,63	ПК21+26,92	414,34	466,72	С3:12°37'		
ВУ-5	ПК25+77,44		39°47'	100	36,18	69,43	2,93	6,34	ПК25+41,26	ПК26+10,69	699,15	735,33	С3:27°10'		
КТ	ПК33+9,84		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		$\Sigma\varphi_{пр}$	$\Sigma\varphi_{л}$		$\Sigma T$	$\Sigma K$	$\Sigma D$				$\Sigma P$	$\Sigma S$			
		92°57'	77°37'		209,67	399,15	20,18				2910,69	3330,02			
		$\Sigma\varphi_{пр} - \varphi_{л}$			$2\Sigma T - \Sigma K$						$\Sigma P + \Sigma K$	$\Sigma S - \Sigma D$	$r_{КТ} - r_{НТ}$		
		92°57' - 77°37'			419,34 - 399,15						2910,69	3330,02	С3:27°10'		
		15°20'			20,19						+ 399,15	- 20,18	С3:42°30'		
											3309,84	3309,84	С3:15°20'		
Контроль вычислений	1. $\Sigma\varphi_{пр} - \varphi_{л} = r_{КТ} - r_{НТ}$												15°20'		
	2. $2\Sigma T - \Sigma K = \Sigma D$												20,19		
	3. $\Sigma P + \Sigma K = \Sigma S - \Sigma D$													3309,84	



Ведомость углов поворота, прямых и кривых

№ вершин	Углы		Кривые						Прямые		
	Положение вершины угла ВУ	Величина ВУ	Элементы кривой			Положение		Прямая вставка Р, м	Расстояние между ВУ S, м	Румб γ	
право φ <sub>пр</sub>	лево φ <sub>л</sub>	R, м	T, м	K, м	Д, м	Б, м	начала кривой НК				конца кривой КК
НТ	ПК20+20,00	-	-	-	-	-	-	-	347,97	376,00	ЮВ:64°30'
ВУ-1	ПК23+76,00	6°25'	500	20,05	56,00	0,06	5,71	ПК23+41,97	ПК24+03,97	291,76	ЮВ:58°00'
ВУ-2	ПК26+37,00	13°50'	250	30,33	60,36	0,30	22,49	ПК25+77,57	ПК26+37,73	480,85	ЮВ:71°50'
ВУ-3	ПК31+20,79	9°10'	400	32,07	64,00	0,14	3,20	ПК30+88,68	ПК31+52,68	279,39	ЮВ:62°40'
КТ	ПК34+00,00	-	-	-	-	-	-	-	247,39	-	-

Масштаб 1:10000

Рисунок 4.30 – План трассы транспортного сооружения

#### 4.3.8. Составление и оформление плана трассы

План трассы транспортного сооружения является одним из наиболее важных документов проекта. План трассы составляется в масштабе 1:10000, а для горных районов - 1:5000 или 1:2000 (рисунок 4.30).

На листе ватмана (407x288 мм) строят сетку прямоугольных координат со сторонами квадрата 5x5 см. Построение координатной сетки может быть выполнено с помощью линейки Дробышева или же циркуля-измерителя. Сетка подписывается по осям  $X$  и  $Y$  в соответствии с масштабом плана.

В соответствии с координатами вершин сетки квадратов на план наносят ось трассы, поперечники и кривые. Местные предметы и ситуационные особенности притрассовой полосы наносятся на план с пикетажного журнала по способу прямоугольных координат и линейных засечек. На плане подписывают пикеты, реперы и их отметки. План вычерчивается в соответствии с условными знаками для топографических планов. На чертеже плана трассы также размещают ведомость углов поворота, прямых и кривых.

#### 4.3.9. Вычисление отметок нивелирного хода

Нивелирование, как и всякое измерение, сопровождается погрешностями. Систематическая проверка прибора, тщательный контроль нивелирования на станциях и постраничный контроль предотвращают получение грубых и субъективных ошибок, просчетов. Но, несмотря на это, по объективным причинам в процессе нивелирования возникают мелкие неточности, которые, накапливаясь к концу трассы, могут составлять значительную величину.

Такие погрешности называются высотной невязкой  $f_h$ .

Для технического нивелирования допустимая высотная невязка должна быть в пределах

$$\partial \text{on} f_h = \pm 50 \cdot \sqrt{L}, \text{ мм}, \quad (4.60)$$

или

$$\partial \text{on} f_h = \pm 10 \cdot \sqrt{n}, \text{ мм}, \quad (4.61)$$

где  $L$  – длина нивелирного хода, км;

$n$  – число станций в нивелирном ходе.

Вторая формула применяется тогда, когда количество станций на километр хода превышает 15.

Фактическая высотная невязка не может превышать допустимой величины, т.е. должно выполняться условие

$$f_h \leq \partial \text{on} f_h. \quad (4.62)$$

Если данное условие не выполняется, то необходимо найти и исправить ошибку, а зачастую повторить нивелирование отдельных, вызывающих сомнения участков и даже всей трассы.

Вычисление фактических высотных невязок для различных нивелирных ходов производится по-разному, однако во всех случаях, прежде всего, необходимо вычислить общую сумму измеренных превышений по трассе (складывая постраничные итоги)  $\Sigma h_{изм}$ , а затем найти невязку по формуле:

- для сомкнутого нивелирного хода

$$f_h = \Sigma h_{изм}; \quad (4.63)$$

- для разомкнутого нивелирного хода

$$f_h = \Sigma h_{изм} - (H_k - H_n); \quad (4.64)$$

- для висячего нивелирного хода

$$f_h = \frac{\Sigma h_{пр} + \Sigma h_{обр}}{2}, \quad (4.65)$$

$$f_h = \frac{\Sigma h_{осн} - \Sigma h_{конт}}{2}. \quad (4.66)$$

Трасса висячего хода нивелируется дважды, поэтому по журналам прямого (основного) и обратного (контрольного) ходов в конце трассы получаются общие измеренные превышения  $\Sigma h_{пр}$  и  $\Sigma h_{обр}$  или  $\Sigma h_{осн}$  и  $\Sigma h_{конт}$ . Соответственно эти превышения должны быть равны между собой, однако, на практике этого не получается. Поэтому принято считать, что в обоих ходах ошиблись одинаково, а высотную невязку вычислять и относить только для прямого (основного) хода.

Если фактическая высотная невязка  $f_h$  не превышает допустимых пределов, то она распределяется в виде поправок между всеми превышениями поворну, но с обратным знаком

$$\delta_{h_i} = -\frac{f_h}{n}. \quad (4.67)$$

Поправки округляются до миллиметра и записываются в нивелирный журнал в графу 8 или 9 над цифрами средних превышений (таблица 4.8). Далее с учетом поправок вычисляются исправленные превышения  $h_{исп}$  (графа 10 или 11).

Отметки связующих точек (пикетных и иксовых) вычисляются последовательно через исправленные превышения по формуле

$$H_{i+1} = H_i + h_{исп_i}. \quad (4.68)$$

Отметки промежуточных точек (плюсовых и на поперечниках) вычисляются через горизонт инструмента на станции

$$H_c = ГИ - c, \quad (4.69)$$

где  $c$  - отсчет по рейке на промежуточной точке  $C$ .

$ГИ$  - горизонт инструмента, вычисляемый по отметкам связующих точек.

Таблица 4.8 – Нивелирный журнал

№ станции	№ точек	Отсчеты по рейке			Превышения		Средние превышения		Исправленные превышения		Горизонт инструмента	Отметки точек	
		задний	промежуточный	передний	+	--	+	--	+	--			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1	Рп-25	1090										50,000	
		5890				0451		0451		0449	51,090		49,551
	ПК-0	4800		1541 6341 4800		0451 0451							
2	ПК-0	0887										49,551	
		5687				1503		1502		1500	50,438		48,051
	ПК-1	4800		2390 7188 4798		1503 1501							
3	ПК-1	0013										48,051	
		4813				2402		2402		2400	48,054		45,647
	+ 52	4800	2407			2402					45,651		
	ПК-2			2415 7215 4800									
4	ПК-2	0017										45,651	
		4817				0418		0418		0416	45,668		45,235
	Рп-26	4800		0435 5235 4800		0418 0418							
Постраничный контроль		23204	--	32750	- 9546		- 4773						

$$f_h = \sum h_{изм} - \sum h_{теор} = -4773 - (45235 - 50000) = -4773 + 4765 = -8 \text{ мм}$$

$$\text{доп } f_h = \pm 50 \sqrt{L} = \pm 50 \cdot \sqrt{0,2} = -22,4 \text{ мм}$$

#### 4.3.10. Составление продольного и поперечных профилей трассы

Продольный профиль местности является исходным графическим документом для проектирования трассы транспортного сооружения по выбранному направлению. Для придания продольному профилю большей наглядности его вертикальный масштаб увеличивают в 10 раз по сравнению с горизонтальным, а поперечные профили строят в одном масштабе, т.к. это удобно для определения площадей проектируемого сооружения.

Продольный профиль трассы транспортного сооружения по результатам нивелирной съемки строится в масштабах: горизонтальный - 1:2000 и вертикальный - 1:100, а поперечные профили - в масштабе 1:100. Профили строятся на миллиметровой бумаге по данным нивелирного и пикетажного журналов. Все графические построения выполняют без измерителя и масштабной линейки.

Все необходимые для составления продольного профиля данные заносят в графы, расположенные в нижней части и образующие сетку профиля. Вид этой сетки зависит от характера проектируемого сооружения.

#### Порядок построения продольного профиля

Порядок построения продольного профиля следующий.

1. На листе миллиметровой бумаги вычерчивают сетку профиля в соответствии с приведенным на рисунке 4.31 образцом, где ширина каждой графы сетки указана в миллиметрах.

Линия условного горизонта (*У.Г.*) проводится на расстоянии 15 см от нижнего края листа с таким расчетом, чтобы она совпала с утолщенной линией миллиметровой бумаги. Начало трассы (*ПК-0*) также выбирают на утолщенной линии на расстоянии 5-6 см от левого края листа.

2. От линии условного горизонта на расстоянии 5 мм влево от нулевого пикета восставляют вверх перпендикуляр, на котором строят шкалу высот. Условный горизонт (отметку верхней линии сетки профиля) выбирают кратным 10 м с таким расчетом, чтобы самая низкая точка профиля отстояла от линии условного горизонта не менее чем на 4 см (8 м в масштабе 1: 200). В примере на рисунке 4.31 отметка такой точки (дно реки) равна 88,78 м, тогда линия условного горизонта будет иметь отметку 80.00 ( $У. Г. = 88,78 \text{ м} - 8,00 \text{ м} = 80,78 \text{ м} \approx 80 \text{ м}$ ).

3. Пользуясь данными пикетажного журнала, заполняют графу профиля «Горизонтальные расстояния». Так как расстояние между соседними пикетами равно 100 м, то пикеты располагаются в 2 см друг от друга.

Чтобы построить плюсовую точку +78, находящуюся между первым и нулевым пикетами, откладывают вправо от нулевого пикета это расстояние в масштабе 1:2000 ( $78 \text{ мм} : 2 = 39 \text{ мм}$ ). Проведя через эту точку ординату, записывают в двух образовавшихся прямоугольниках данной графы числа 78 и 22, дающие в сумме пикетное расстояние. Если между соседними пикетами имеется несколько плюсовых точек, расстояние выписывают между каждыми двумя соседними точками (например, в интервале ПК3 - ПК4 записано три расстояния: 18, 26 и 56).



4. Из нивелирного журнала берут отметки всех точек по трассе, округляют их до сантиметров и выписывают в графу профиля «Фактические отметки». От линии *У.Г.* против каждой точки трассы восстанавливают перпендикуляры (ординаты) и, пользуясь шкалой высот, откладывают на них в масштабе 1:100 соответствующие отметки земли. Так, например, чтобы построить отметку 101,85 (*ПК-0*), от деления 101 шкалы высот откладывают на соответствующей ординате 8,5 мм. Далее на соседней ординате 101,49 м – 4,9 мм от того же деления и так далее.

Точки, полученные в результате построения, соединяют прямыми линиями и получают таким образом профиль местности.

5. По данным пикетажного журнала заполняют графы профиля «Грунты» и «План местности». На указанных здесь пикетах, в пределах графы «Грунты», проводят ординаты и записывают соответствующие названия грунтов. Для заполнения графы «План местности» по середине ее проводят линию и, пользуясь абрисом пикетажного журнала, строят контуры местности. Вместо условных знаков здесь разрешается записывать название контуров.

6. По вычисленным пикетным обозначениям точек начала и конца кривых строят эти точки в графе профиля «План прямых и кривых». Так, например, чтобы построить первую кривую, от пикета 1 откладывают вдоль линии пикетов отрезок 95,01 м в масштабе 1:2000 (47,5 мм) и из его конца опускают перпендикуляр длиной 1,5 см. Такой же перпендикуляр строят из точки, отстоящей на расстоянии 62,32 м, и от пикета 2. На перпендикулярах записывают расстояния между главными точками кривой и ближайшими пикетами, расположенными за ее пределами (95,01 и 37,68); концы перпендикуляров соединяют горизонтальными линиями соответственно с началом трассы и началом второй кривой.

Над серединами этих линий, называемых прямыми вставками, выписывают их длины и румбы (дирекционные углы). Например, длина второй прямой вставки в нашем примере равна  $37,68 \text{ м} + 400,00 \text{ м} + 08,10 \text{ м} = 445,78 \text{ м}$ . Сами кривые изображают условными знаками шириной 5 мм, при правых углах поворота кривая обращена выпуклостью вверх, при левых – вниз. Около кривых выписывают все шесть их элементов: угол поворота  $\varphi$ , радиус  $R$ , тангенс  $T$ , длину кривой  $K$ , домер  $D$  и биссектрису  $B$ .

### Порядок построения поперечных профилей

Поперечные профили строят справа от продольного профиля один под другим в одном масштабе для горизонтальных и вертикальных расстояний. Такой неискаженный чертеж удобен для определения площадей, проектируемых на поперечных профилях насыпей и выемок. Число и содержание граф сетки поперечного профиля ГОСТом не регламентируется.

## 4.4. Нивелирование площадей

### 4.4.1. Сущность нивелирной съемки площадей

Продольное нивелирование может дать представление о рельефе только некоторой полосы Земли. Однако при нивелировании в промежутках между соседними поперечниками могут попадаться значительные складки местности, которые не будут выявлены таким нивелированием. Часто встречается потребность в полном выявлении рельефа некоторой площади, что приводит к необходимости сплошного нивелирования местности, а не по одному какому-нибудь направлению.

**Площадное нивелирование** – это вид топографической съемки местности для составления крупномасштабных планов 1:500 – 1:2000 с изображением рельефа с малой высотой сечения горизонталей.

Площадное нивелирование широко применяется при проектировании и строительстве аэродромов, с целью составления проекта вертикальной планировки и подсчета объемов земляных работ. Такое нивелирование производят по правильным фигурам - прямоугольникам и квадратам. В результате нивелирования получается план местности, на котором при помощи отметок и горизонталей изображается рельеф.

Нивелирная съемка площадей, также как и нивелирная съемка трасс, включает полевые и камеральные работы.

В содержание *полевых работ* входит создание планово-высотной рабочей основы, нивелирование по поперечникам или квадратам.

*Камеральные работы* состоят из вычисления отметок точек и составления плана в отметках и горизонталях.

Проектирование и строительство аэродромов невозможно без знания рельефа местности. Поэтому специалист инженерно-аэродромной службы должен уметь не только хорошо читать рельеф на топографических планах и картах, но знать приемы съемки рельефа и построения его на чертежах.

### 4.4.2. Способы нивелирной съемки площадей

В зависимости от назначения работ, характера местности и наличия инструментов для нивелирования площадей применяют различные способы: параллельных линий, полигонов (магистралей), полярный и квадратов.

**Способ параллельных линий** применяется на местности с малыми уклонами, покрытой лесом и кустарником.

*Плановую (горизонтальную) рабочую основу* при этом способе составляют теодолитные ходы. На малых участках или длинных полосах прокладываются разомкнутый теодолитный ход, называемый магистралью (линия *MN*, рисунок 4.32), а на больших участках - сомкнутые теодолитные ходы (*МАВNCD*) в сочетании с магистралью *MN*.

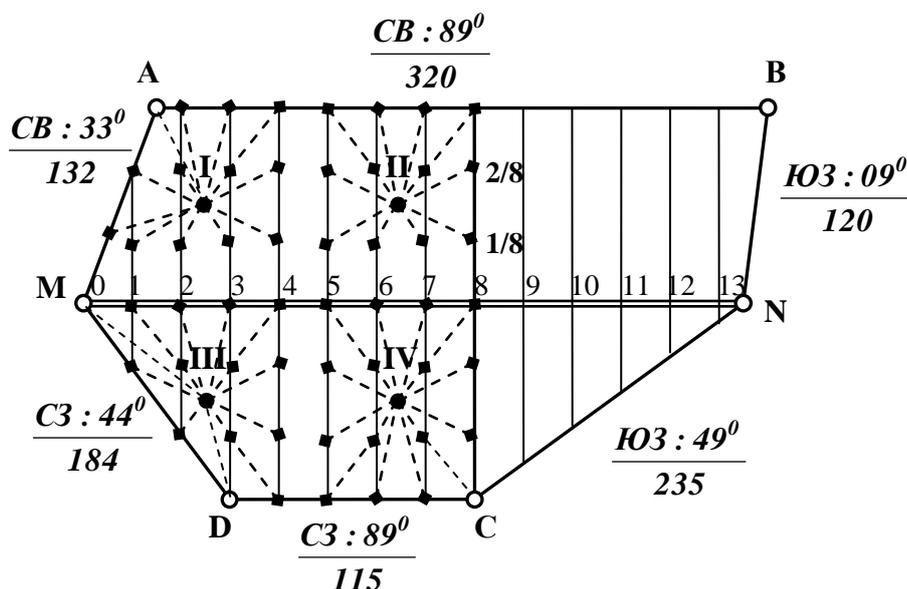


Рисунок 4.32 – Нивелирование площади способом параллельных линий

*Высотную (вертикальную) рабочую основу* составляют нивелирные ходы IV и III классов, прокладываемые по трассам теодолитных ходов.

По теодолитным ходам и магистралям разбиваются пикеты через 100-200 м и устанавливаются постоянные и временные реперы. Магистраль является основой для всей съемки, поэтому разбивка магистрального хода и пикетов на нем производится с помощью теодолита с особой тщательностью.

Прокладка теодолитных ходов и камеральные работы выполняются по правилам теодолитной съемки. Разбивка поперечников (параллельных линий) производится по пикетам магистрали с помощью теодолита под одним дирекционным углом или перпендикулярно магистрали. Расстояния между поперечниками выбираются от 20 до 200 м в зависимости от рельефа и назначения съемки и могут быть постоянными, если рельеф однообразный, и переменными, если рельеф неоднородный.

Магистраль нивелируется дважды и затем устанавливается с вычислением всех пикетов.

Съемка местных предметов производится в процессе прокладки теодолитного хода и разбивки пикетов по поперечникам.

При съемке нивелируется одновременно несколько параллельных линий (поперечников), и результаты заносят в нивелирный журнал (или в журнал-схему) и составляется абрис съемки.

Пункты рабочей основы, т.е. теодолитные ходы и магистрали накладывают на план по координатам, а затем соответственно способу разбивки наносят поперечники, пикеты и выписывают их отметки. Далее, пользуясь абрисом, наносят местные предметы в условных знаках, производят интерполяцию и рисовку рельефа.

*Способ полигонов (магистралей)* применяется для съемки больших участков местности с хорошо выраженным рельефом (рисунок 4.33).

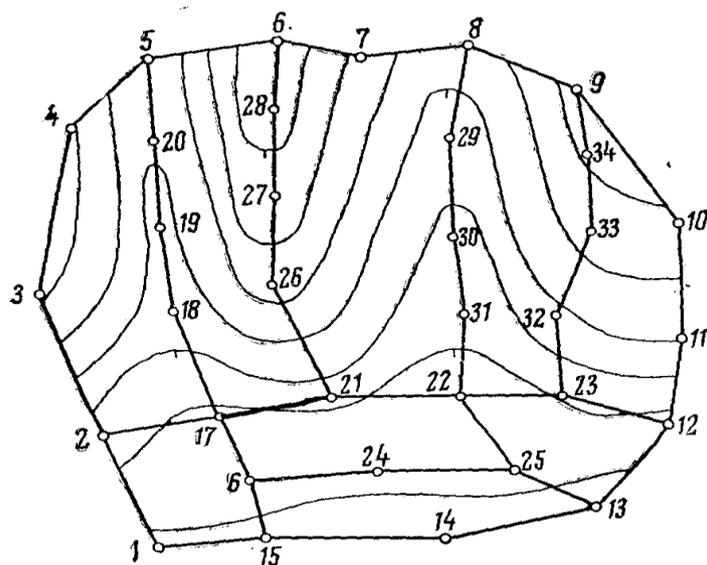


Рисунок 4.33 – Нивелирование площади способом полигонов

*Плановую рабочую основу* составляют сомкнутый теодолитный ход, прокладываемый по внешней границе участка, и магистрали внутри его, прокладываемые вдоль характерных линий рельефа - по водоразделам, тальвегам, подошвам скатов и т.д.

*Высотную рабочую основу* составляют нивелирные ходы IV или III классов.

На магистралях разбиваются поперечники и пикетаж. При разбивке одновременно снимается местная ситуация. Нивелирование всех пикетов выполняется аналогично способу параллельных линий. Увязка превышений и вычисление отметок точек выполняются сначала по внешнему замкнутому ходу, а затем по внутренним диагональным ходам.

**Полярный способ** применяется в равнинной полузакрытой местности со слабовыраженным рельефом (рисунок 4.34).

*Плановую рабочую основу* составляет сомкнутый теодолитный ход.

*Высотной рабочей основой* является нивелирный ход, прокладываемый по вершинам полигона

Съемка местных предметов и рельефа производится полярным способом. Для съемки применяют нивелир с горизонтальным кругом 2Н-3КЛ (Н10КЛ), который позволяет при одном наведении на речную точку определить ее плановое и высотное положение. Плановое положение точки определяется полярными координатами – горизонтальным углом, откладываемым от стороны полигона (полярной оси), и расстоянием от вершины полигона (полюса) до точки. Измерение горизонтальных углов производится с помощью горизонтального круга нивелира, а расстояния до речных точек измеряются оптическим дальномером или мерной лентой. Высотное положение точек определяется геометрическим нивелированием.

Все измерения записывают в угломерный журнал и журнал съемки подробностей местной ситуации, аналогичный журналу тахеометрической съемки.

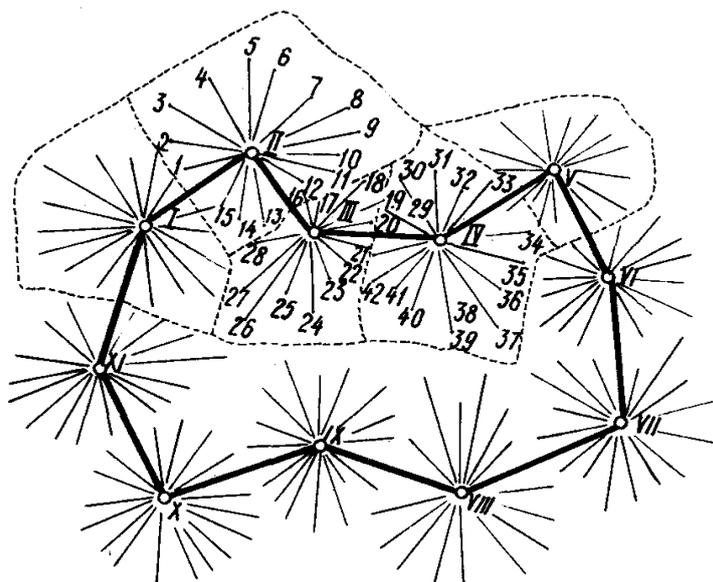


Рисунок 4.34 – Нивелирование площади полярным способом

Все измерения записывают в угломерный журнал и журнал съемки подробностей местной ситуации, аналогичный журналу тахеометрической съемки.

**Способ квадратов** применяется на открытой местности с небольшими уклонами. По существу способ квадратов представляет тот частный случай способа параллельных линий, при котором поперечники разбиваются перпендикулярно магистрали, на равных расстояниях между собой, а расстояние между пикетами равно расстоянию между поперечниками. При этом условии получается на местности сетка квадратов. Однако этот случай следует рассматривать как самостоятельный способ, ибо при изысканиях участков под строительные площадки и аэродромы способ квадратов является основным и применяется в различных вариантах.

#### 4.4.3. Нивелирование поверхности летного поля по квадратам

Способ квадратов широко используется при изысканиях, проектировании и строительстве аэродромов с целью составления проекта вертикальной планировки и подсчета объемов земляных работ.

Нивелирование поверхности летного поля выполняют в масштабе 1:2000 и сечением рельефа 0,25 м. При этом сетка квадратов состоит из больших квадратов 400х400 м, заполняющих квадратов 200х200 м и мелких квадратов 40х40 м.

Полевые работы по нивелированию летной полосы постоянного аэродрома способом квадратов включают рекогносцировку участка местности с разбивкой пикетажа сетки квадратов и нивелирную съемку поверхности по квадратам.

#### Рекогносцировка участка местности

## и разбивка пикетажа сетки квадратов

Сетка квадратов строится самостоятельно по принципу «от общего к частному» при помощи теодолита и мерной ленты разными способами:

- разбивкой параллельных пикетных линий;
- разбивкой двух взаимно перпендикулярных линий с точкой пересечения внутри участка.

*Способ параллельных пикетных линий* заключается в разбивке наружного полигона в виде прямоугольника, внутри которого строится сетка больших (основных) квадратов со стороной 400 м. Затем каждый большой квадрат разбивают на заполняющие (200х200 м) и мелкие квадраты (40х40 м). Вершины основных квадратов закрепляют реперами, а заполняющих – деревянными кольями со сторожками и называют пикетными. Вершины мелких квадратов закрепляют сторожками с названием плюсовые. Кроме вершин квадратов на их сторонах или внутри закрепляют все перегибы рельефа речными точками. Схема разбивки квадратов и местная ситуация заносятся в журнал-схему разбивки пикетажа (рисунок 4.35). Сначала разбивается основная пикетная линия, потом параллельная ей вспомогательная, а затем они соединяются поперечниками. Контроль точности разбивки вспомогательной пикетной линии проводится промерами поперечников на каждом четвертом пикете, т.е. через 400 м. Общее отклонение на последнем поперечнике должно быть не более 50 см.

*Способ двух взаимно перпендикулярных линий с точкой пересечения внутри участка* заключается в разбивке по этим линиям вершин основных квадратов, а в вершинах перпендикулярно к линиям - поперечников. На поперечниках откладывают заданные стороны квадратов (400 м). В результате образуется сеть основных квадратов, в которых разбивают заполняющие (200х200 м) и мелкие (40х40 м) квадраты.

В обоих способах по сторонам основных квадратов прокладываются теодолитные ходы, опирающиеся на пункты геодезической сети. В результате обработки ходов получают координаты вершин основных квадратов.

## Нивелирная съемка поверхности по квадратам

При нивелировании поверхности используют точные или технические нивелиры с компенсаторами Н-3К, 2Н-3КЛ, Н-10КЛ, что заметно повышает производительность полевых работ.

Нивелирная съемка поверхности заключается в нивелировании группы квадратов площадью 200х200 м (25 квадратов со стороной 40 м). При этом нивелир устанавливают примерно в середине группы квадратов так, чтобы можно было сделать отсчет по рейкам, установленным в любых точках участка на расстоянии до 150 м (рисунок 4.35).

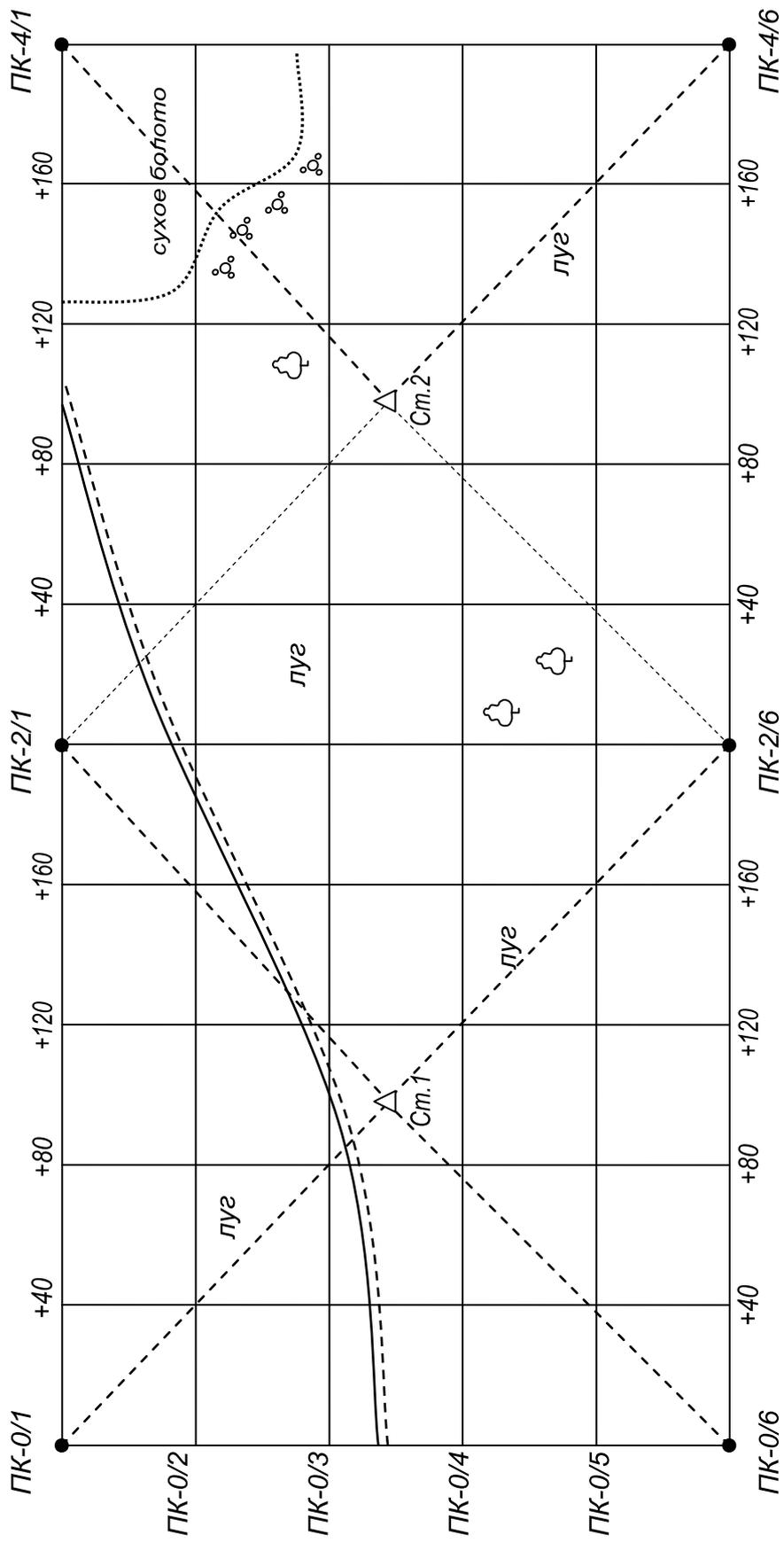


Рисунок 4.35 - Журнал – схема разбивки пикетажа для нивелирования по квадратам

Отсчеты по рейкам записываются в журнал-схему нивелирования по квадратам, которая изготавливается заранее на плотной бумаге (рисунок 4.36).

Смежные стороны основных квадратов (200x200 м) нивелируются дважды с первой и со второй станций, т.е. на угловых (связующих) точках будет по два отсчета.

Полевым контролем является равенство сумм накрест лежащих отсчетов на связующие точки  $b_1 + a_2 = a_1 + b_2$ , где  $b_1$  и  $b_2$  – передние отсчеты по рейкам с первой станции;  $a_1$  и  $a_2$  – задние отсчеты по рейкам в тех же вершинах с другой станции. Расхождение допускается не более 5 мм. Контроль нивелирования проводится в процессе измерений. Остальные вычисления проводятся во время камеральных работ.

### **Порядок работы на станции при нивелировании летного поля**

Нивелирование рекомендуется производить в следующем порядке:

1. Установить нивелир на первой станции в середине основного квадрата 200x200 м между поперечниками  $ПК-0+80$  и  $ПК-0+120$  в середине центрального квадрата из группы заполняющих квадратов.

2. Выставить нивелирные рейки в углах основного квадрата на пикетах  $ПК-0/1$  и  $ПК-0/6$ , снять отсчеты с точностью до миллиметра и записать в журнал-схему нивелирования по квадратам (рисунок 4.36). Рейки ставить на верх кола без удара. Перед установкой рейки следует убедиться, что кол не качается и торец его не разбит. Если верхняя часть кола не горизонтальна, то рейку нужно ставить на наивысшую точку кола. Пята рейки должна быть чистой, без прилипшей к ней земли или травы.

3. Последовательно выставлять рейки на плюсовые точки нулевого поперечника и реечные точки (если они есть по ходу), снимать отсчеты с точностью до сантиметров и записывать в журнал-схему нивелирования по квадратам. Рейки ставить без ударов рядом со сторожком прямо на грунт.

4. Переход реечников на следующий плюсовой поперечник ( $ПК-0+40$ ) и снятие отсчетов со всех точек с точностью до сантиметров. Подобным образом выполняются работы на остальных плюсовых поперечниках  $ПК-0+80$ ,  $ПК-0+120$  и  $ПК-0+160$ . На первом пикетном поперечнике снятие отсчетов начинать с его средних плюсовых точек и заканчивать на крайних пикетных ( $ПК-2/1$  и  $ПК-2/6$ ). На пикетах  $ПК-2/1$  и  $ПК-2/6$  передние отсчеты  $b_1$  и  $b_2$  снимать с точностью до миллиметров и записывать в журнал-схему нивелирования по квадратам.

5. Переход на вторую станцию и установка нивелира в середине второго основного квадрата, реечники остаются на пикетах  $ПК-2/1$  и  $ПК-2/6$ .

6. Произвести контроль выполненных работ на первой станции. Для этого со второй станции снять задние отсчеты  $a_1$  и  $a_2$  с точностью до миллиметров с тех же пикетов  $ПК-2/1$  и  $ПК-2/6$  и сравнить суммы накрест лежащих отсчетов

$$|(b_1 + a_2) - (a_1 + b_2)| \leq 5 \text{ мм.} \quad (4.70)$$



Расчеты вести в журнале-схеме, под линией поперечника (рисунок 4.36). Если разность сумм накрест лежащих отсчетов превышает 5 мм, то нужно попытаться найти ошибку в вычислениях и, если вычисления сделаны правильно, то необходимо вернуться на первую станцию и отnivelировать ее заново.

7. Nivelирование второго и следующих основных квадратов производится с той же последовательностью, что и первого.

Итогом полевых работ при разбивке пикетажа сетки квадратов и nivelирования поверхности летного поля будут:

- заполненные журналы-схемы разбивки пикетажа и nivelирования по квадратам;
- разбитый в поле пикетаж сетки квадратов.

После окончания полевых работ приступают к камеральной обработке результатов площадного nivelирования летной полосы, итогом которых является план участка в отметках и горизонталях.

#### 4.4.4. Составление плана в отметках и горизонталях как цифровой модели местности. Метод интерполяции при построении горизонталей

Камеральные работы по обработке результатов nivelирной съемки летной полосы постоянного аэродрома включают:

- вычислительную обработку журнала-схемы nivelирования по квадратам (вычисление отметок вершин сетки квадратов);
- составление и оформление плана строительного участка в отметках и горизонталях.

#### Вычисление отметок вершин сетки квадратов

Вычисление отметок вершин сетки квадратов производят в журнале-схеме nivelирования по квадратам (рисунок 4.36). Сначала вычисляются отметки пикетных точек на связующих поперечниках (отметки вершин основных квадратов), а затем отметки промежуточных точек (отметки вершин заполняющих квадратов и речных точек).

*Отметки пикетных (связующих) точек* вычисляются последовательно через превышения по формуле

$$H_{i+1} = H_i + h_i = H_i + (a_i - b_i), \quad (4.71)$$

где  $H_i$  – отметка исходной пикетной точки;

$h_i$  – превышение между связующими пикетами,  $h_i = a_i - b_i$ ;

$a_i$  и  $b_i$  – исправленные (уровненные) задний и передний отсчеты на пикетных точках.

Но прежде чем определяются превышения между связующими точками, сначала уравниваются суммы накрест лежащих отсчетов на связующих точках путем введения поправок в отсчеты (рисунок 4.36). Уравнивание сумм накрест лежащих отсчетов производят столбиком внизу сетки квадратов под соответствующим связующим поперечником. После введения поправок старые отсчеты аккуратно зачеркивают и ниже их пишут значения новых с учетом поправок.

Контролем вычислений отметок связующих точек будет служить получение значения отметки начальной точки ПК-0/1 ( $H_0 + \Sigma h_i = H_0$ ).

*Отметки промежуточных (плюсовых и реечных) точек* вычисляются через средний горизонт инструмента  $ГИ_{cp}$  на каждой станции по известным формулам

$$H_c = ГИ_{cp} - c ; \quad (4.72)$$

$$\left. \begin{aligned} ГИ_{cp} &= \frac{ГИ_1 + ГИ_2}{2} ; \\ ГИ_1 &= H_1 + a_1; \quad ГИ_2 = H_2 + a_2 \end{aligned} \right\}, \quad (4.73)$$

где  $c$  – отсчет по рейке на промежуточной точке  $C$ .

Средний горизонт инструмента нужно определять не менее, чем по двум отметкам связующих точек. Вычисления оформляют в виде таблички на журнале-схеме под соответствующим основным квадратом.

Для вычислительной обработки журнала-схемы нивелирования по квадратам необходимо использовать микрокалькуляторы. Все записи вычислений отметок пикетных и промежуточных точек вести аккуратно простым карандашом.

### Составление и оформление плана строительного участка в отметках и горизонталях

Составление плана участка начинают с нанесения прямоугольника по координатам его вершин или румбам сторон, полученных в результате вычислительной обработки проложенного теодолитного хода. Внутри прямоугольника тонкими линиями строится сетка квадратов. В вершинах квадратов выписываются вычисленные отметки с точностью до сантиметров. Далее в условных знаках наносится местная ситуация и методом интерполяции проводятся горизонтالي. При проведении горизонталей рекомендуется сначала наносить метровые горизонтали, затем полуметровые и в последнюю очередь четвертные. Полные горизонтали наносятся более толстыми линиями, а в разрывах по направлению уклона выписываются их отметки. Оформляется план в условных знаках по требованиям к съемкам заданного масштаба (рисунок 4.37).

Если рассматривать рисунок 4.37 без горизонталей, то по одним отметкам можно получить представление о рельефе изучаемой местности. Например, можно увидеть, что самая высокая точка на данной местности 50,28, а самая низкая – 48,65. Остальные точки имеют отметки, заключающиеся между этими пределами.

**ПЛАН**  
**строительного участка**

Масштаб 1:2000

Сечение рельефа  $h=0,25$

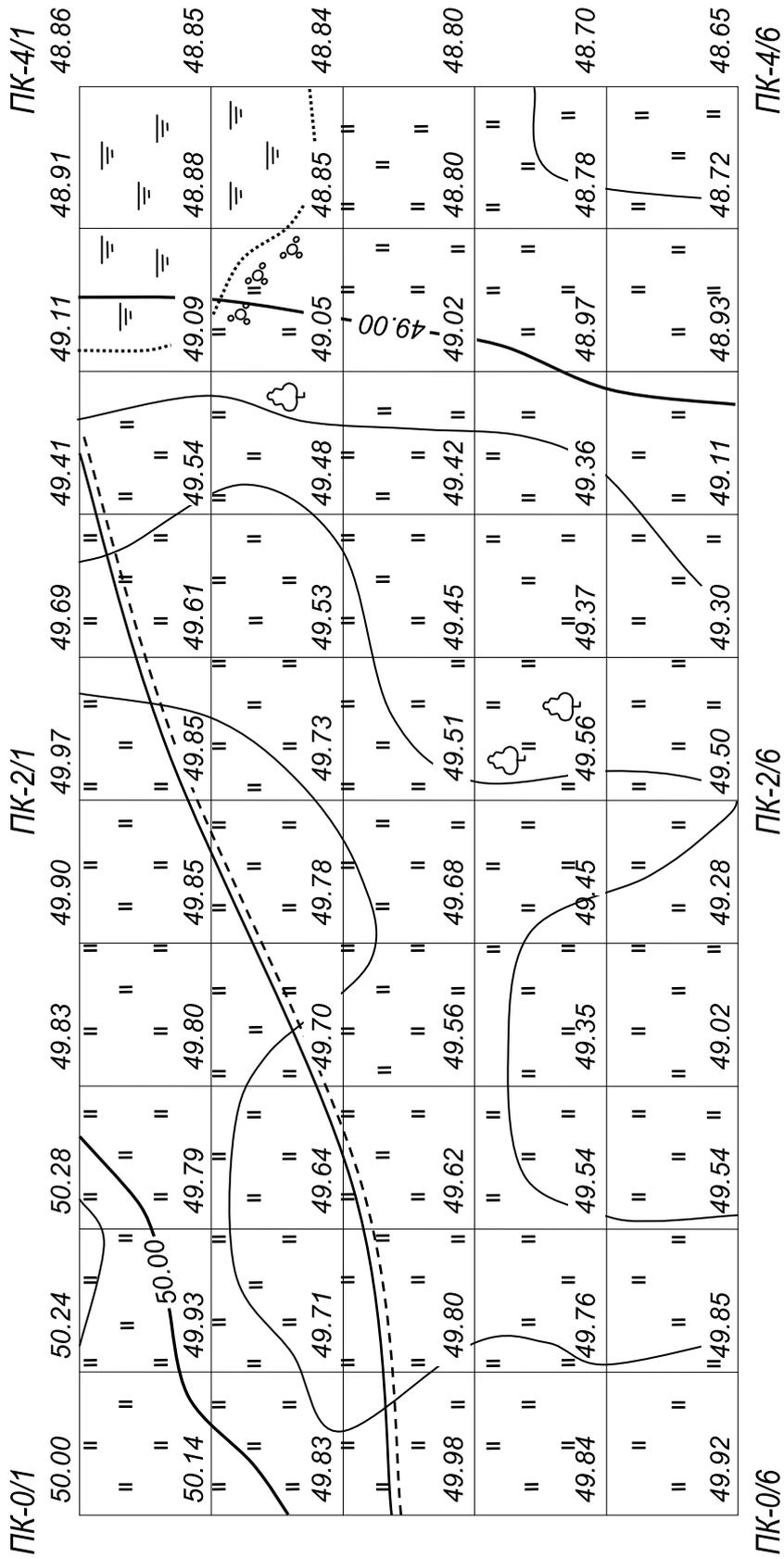


Рисунок 4.37 – План строительного участка в отметках и горизонталях

По любой стороне квадратов можно построить профиль, но значительно нагляднее бывает рельеф, если на плане его изобразить горизонталями. По начертанию горизонталей в плане судят о формах рельефа, а на летной полосе - о характере и площади распространения дефектного места.

**Провести горизонтали** - значит определить на плане точки, отметки которых кратны принятой высоте сечения рельефа, и последовательно их соединить плавными линиями.

Зная заданную высоту сечения и отметки точек, нанесенных на план, интерполяцией находят точки, через которые должны пройти горизонтали.

### Нанесение на план горизонталей методом интерполяции

Сущность метода интерполяции заключается в том, что след пересечения искомой горизонтали с данной прямой (стороной сетки квадратов) находится путем деления этой прямой на отрезки, пропорциональные превышениям между горизонталью и конечными точками этой прямой. Интерполирование можно вести различными способами: аналитически путем вычислений, на глаз и графически по ряду параллельных линий.

**Аналитическое интерполирование** представлено на рисунке 4.38. Предположим, что между двумя точками  $A$  и  $B$  на плане с отметками  $H_A = 72,85$  м и  $H_B = 71,80$  м требуется наметить точки, через которые пройдут две полуметровые горизонтали  $h_{гор}$  ( $h_{гор,1} = 72,00$  и  $h_{гор,2} = 72,50$ ), которые разделят отрезок  $AB$  длиной  $S$  на три части  $S_1$ ,  $S_2$  и  $S_3$ . Так как линия  $AB$ , изображенная на плане, в действительности на местности наклонена к горизонту, то можно рассмотреть прямоугольный треугольник с гипотенузой  $A_1B$  и, решив подобные треугольники  $MM_1B$ ,  $NN_1B$  и  $AA_1B$ , записать соотношения

$$\frac{S_1}{S} = \frac{h_1}{H_A - H_B}; \quad \frac{S_2}{S} = \frac{h_2 - h_1}{H_A - H_B}; \quad \frac{S_3}{S} = \frac{(H_A - H_B) - h_2}{H_A - H_B}.$$

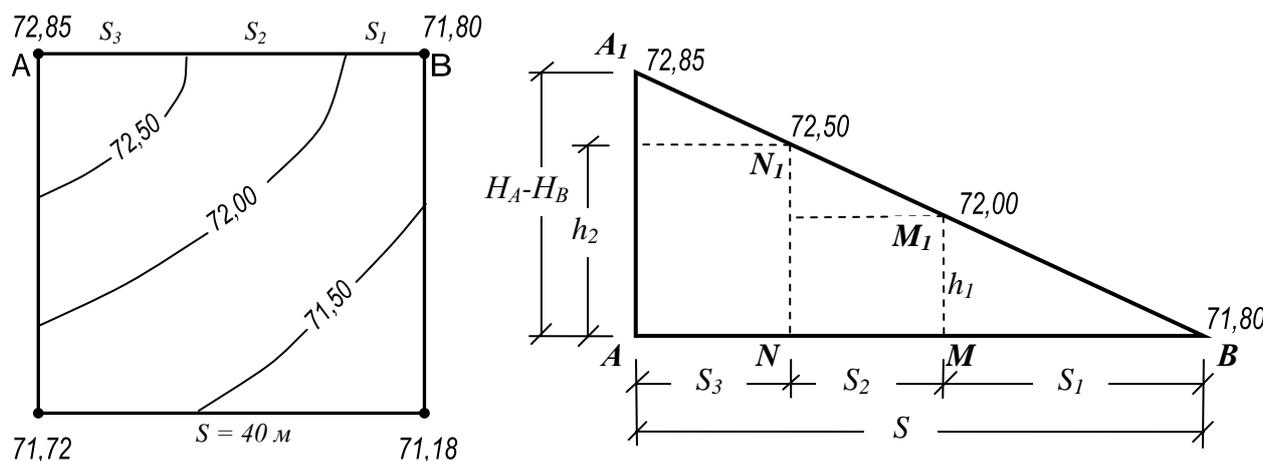


Рисунок 4.38 - Аналитическое интерполирование

Откуда, при условии, что  $h_1 = h_{гор,1} - H_B$  и  $h_2 = h_{гор,2} - H_B$  получим

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \frac{h_{гор,1} - H_B}{H_A - H_B} \cdot S \\ S_2 &= \frac{h_{гор,2} - h_{гор,1}}{H_A - H_B} \cdot S \\ S_3 &= \frac{H_A - h_{гор,2}}{H_A - H_B} \cdot S \end{aligned} \right\} . \quad (4.74)$$

При большом количестве точек аналитическое интерполирование требует большого количества времени, поэтому этот способ применим лишь для зарисовки рельефа равнинной местности.

При **интерполировании на глаз** отрезок между двумя точками делят на глаз в соотношении, определяемом разностью высот этих точек и числом проходящих между ними горизонталей.

Например (рисунок 4.39), если отметки точек  $A$  и  $B$  соответственно равны 72,85 м и 71,80 м, то следы двух полуметровых горизонталей 72,00 и 72,50 на отрезке  $AB$  можно найти по отдельно составленным пропорциям.

Так будем иметь:

- для горизонтали 72,00 из подобия треугольников  $MM_1B$  и  $A_M A_1 M_1$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{h_1}{h_2} = \frac{72,00 - 71,80}{72,85 - 72,00} = \frac{0,2}{0,85} \approx \frac{1}{4} ;$$

- для горизонтали 72,50 из подобия треугольников  $NN_1B$  и  $A_N A_1 N_1$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{h_3}{h_4} = \frac{72,50 - 71,80}{72,85 - 72,50} = \frac{0,7}{0,35} = \frac{2}{1} .$$

Следовательно, чтобы найти на данном отрезке  $AB$  след горизонтали с отметкой 72,00 м, надо на глаз разделить отрезок на 5 частей, из которых 1 часть составляет отрезок  $l_1$ , а 4 части – отрезок  $l_2$ . Аналогично находят след горизонтали с отметкой 72,50 м, для которого отрезок  $AB$  делится на 3 части: 2 части отрезку  $l_3$  и 1 часть отрезку  $l_4$ .

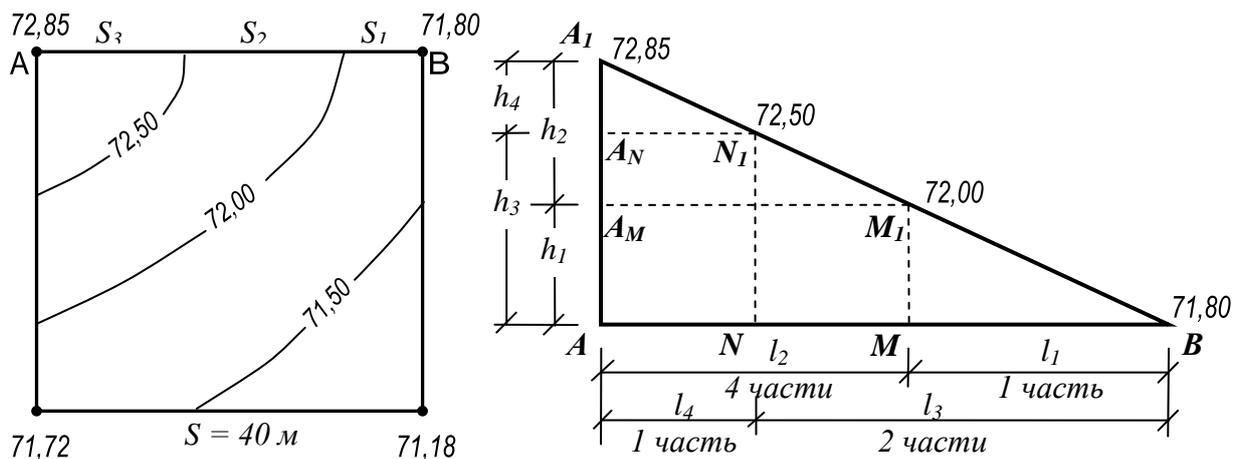


Рисунок 4.39 – Интерполирование на глаз

**Графическое интерполирование** по ряду параллельных линий заключается в использовании специально изготовленных палеток.

Для этого на кальке проводят ряд тонких параллельных линий длиной 6-8 см на равных расстояниях одна от другой, причем каждую пятую или десятую линию несколько утолщают или вычерчивают другим цветом. Число линий должно быть на две больше числа горизонталей между двумя смежными интерполируемыми точками. Например, если разность высот составляет 1 м, то при высоте сечения через 0,5 м надо прочертить на кальке не менее 4 линий. Обычно проводят большее число линий. Расстояние между линиями для спокойного рельефа местности в масштабе 1:2000 и сечении между горизонталями 0,25 м, как правило, принимают 5 мм.

Чтобы найти следы горизонталей на линии  $AB$  (рисунок 4.40), накладывают палетку на план так, чтобы точка  $A$  с отметкой 72,85 м расположилась между линиями 73,00 и 72,50 палетки (оценка расстояния между этими линиями производится на глаз с точностью  $\frac{1}{10}$  промежутка). Затем поворачивают палетку вокруг точки  $A$  до тех пор, пока точка  $B$  на плане с отметкой 71,80 м расположится на палетке в соответствующем месте между линиями с надписями 71,50 и 72,00.

Точки  $M$  и  $N$  пересечения линии  $AB$  плана с линиями палетки будут искомыми следами горизонталей 72,00 м и 72,50 м, которые накалывают иголкой через палетку. Сняв палетку, через наколотые точки проводят соответствующие горизонтали.

Интерполирование горизонталей на глаз и при помощи параллельных линий не требуют затраты времени на вычисления, дают вполне достаточную точность и поэтому применяются наиболее часто.

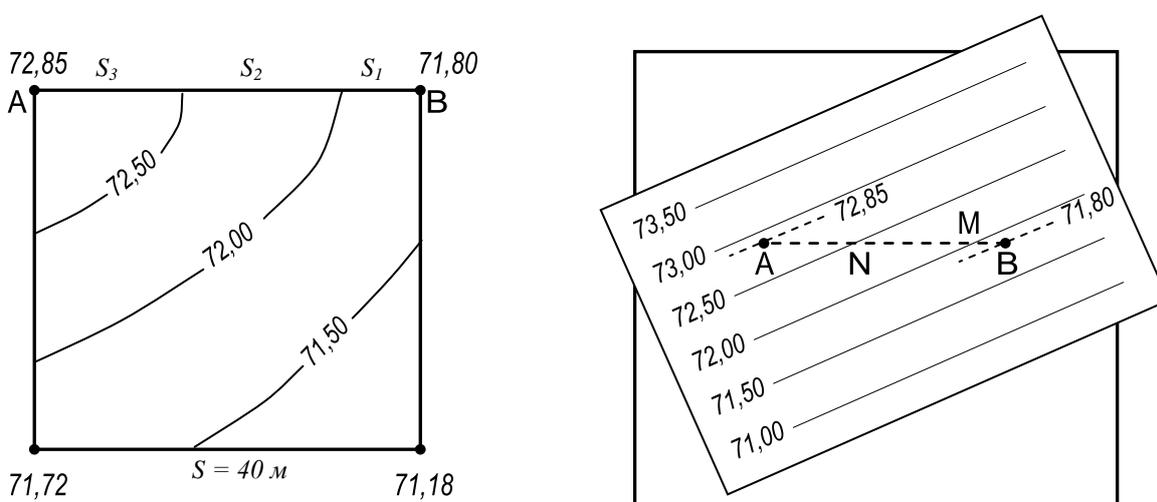


Рисунок 4.40 – Графическое интерполирование по ряду параллельных линий

## 4.5. Тахеометрическая съемка

Как правило, для решения различных инженерных задач обороны страны требуется иметь планы и карты с одновременным изображением на них и местных предметов и рельефа местности. Для получения таких планов можно сначала выполнить теодолитную (плановую) съемку, а затем нивелирную (высотную) съемку и наложить их друг на друга. Но такой метод потребовал бы больших затрат времени и материальных средств. Потребность в быстром создании планов местности с изображением рельефа привели к разработке комбинированных съемок - тахеометрической и мензульной.

Потребность в планах и крупномасштабных картах особенно резко обозначилась в нашей стране после победы Великой Октябрьской социалистической революции. В период развития советской индустрии потребовалось проведение в крупных масштабах работ по разведке запасов полезных ископаемых, сырья для промышленности и др. Это обстоятельство вынудило широким фронтом развернуть работы по топографической съемке территории страны с составлением планов и карт.

Большую помощь в картографировании страны оказали военные топографы и геодезисты.

С развитием геодезического приборостроения в настоящее время применение тахеометрической съемки местности является наиболее актуальным.

### 4.5.1. Сущность тахеометрической съемки, состав и порядок работ

*Тахеометрическая съемка является одним из видов топографической наземной съемки местности, в результате которой получают план с изображением предметов, контуров и рельефа местности.*

Слово тахеометрия в переводе с греческого означает «быстрое измерение». Быстрота измерений при тахеометрической съемке достигается тем, что положение снимаемой точки в плане и по высоте определяется при одном наведении трубы инструмента на рейку, установленную в этой точке.

Тахеометрическая съемка используется для составления крупномасштабных топографических планов в масштабах 1:500, 1:1000 и 1:2000 и цифровых моделей местности (ЦММ), по которым осуществляется системное автоматизированное проектирование объектов строительства (таблица 4.9).

**Съемочным обоснованием тахеометрической съемки** могут быть теодолитно-нивелирные, теодолитно-тахеометрические и тахеометрические ходы. Ходы съемочного обоснования прокладываются между пунктами государственной геодезической сети (ГГС) или сетей сгущения.

В *теодолитно-нивелирных ходах* углы поворота измеряют теодолитом, а расстояния между вершинами углов - при помощи мерной ленты или дальномеров соответствующей точности измерения. В результате обработки измерений получают координаты  $X$  и  $Y$  вершин хода, по которым определяют их плановое положение. Отметки  $H$  вершин хода определяют путем геометрического нивелирования.

Таблица 4.9 – Масштабы тахеометрической съемки

Масштаб плана	Сечение рельефа	Назначение съемки
1:500	0,25 – 0,5	Для составления планов и ЦММ при проектировании городских улиц и дорог, временных и гражданских сооружений, малых водопропускных сооружений на дорогах, небольших карьеров и разрезов грунта и т.д.
1:1000	0,5- 1,0	Для составления планов и ЦММ при проектировании системы поверхностного водоотвода, планировки территорий, проектировании транспортных развязок движения в разных уровнях, пересечений и примыканий дорог в одном уровне, средних и больших мостовых переходов, сложных участков проектирования (овраги, оползни, осыпи, карсты и т.д.), месторождений дорожно-строительных материалов
1:2000	1,0 – 2,0	

В теодолитно-тахеометрических и тахеометрических ходах, в отличие от теодолитно-нивелирных, превышения между вершинами углов и их отметки получают тригонометрическим нивелированием, а стороны измеряют нитяным дальномером или светодальномером.

Выбор вида съемочного обоснования диктуется требованиями инструкции. Так, при съемке рельефа сечением через 1 м и более допускается определять высоты пунктов тригонометрическим нивелированием, а при съемке рельефа с сечением до 1 м - геометрическим.

**Съемка контуров и рельефа** с пунктов съемочного обоснования выполняется полярным способом.

Сущность совместного способа съемки контуров и рельефа местности рассмотрим на примере (рисунок 4.41).

Пусть в вершине съемочного обоснования точке  $A$  установлен теодолит-тахеометр и на уровне оси вращения его трубы проходит горизонтальная плоскость  $P$ . Необходимо определить координаты и отметки точек  $K$  и  $N$ .

Для получения проекций  $k$  и  $n$  этих точек местности на горизонтальную плоскость следует определить полярные расстояния  $d_k, d_n$  и полярные углы  $\beta_k, \beta_n$ .

Для определения полярных расстояний  $d_k, d_n$  необходимо на местности с помощью дальномера или мерной ленты измерить длины наклонных линий  $D_K, D_N$  (или  $L_K, L_N$ ), а по вертикальному кругу прибора - углы наклона  $v_K, v_N$ . Затем по результатам измерений произвести вычисления, используя формулы определения горизонтальных проложений линий.

При измерении наклонной линии нитяным оптическим дальномером

$$\left. \begin{aligned} d &= D \cdot \cos^2 v \\ D &= 100 \cdot (n_B - n_H) \end{aligned} \right\}, \quad (4.75)$$

где  $n_B$  и  $n_H$  - отсчеты по верхней и нижней дальномерным нитям.

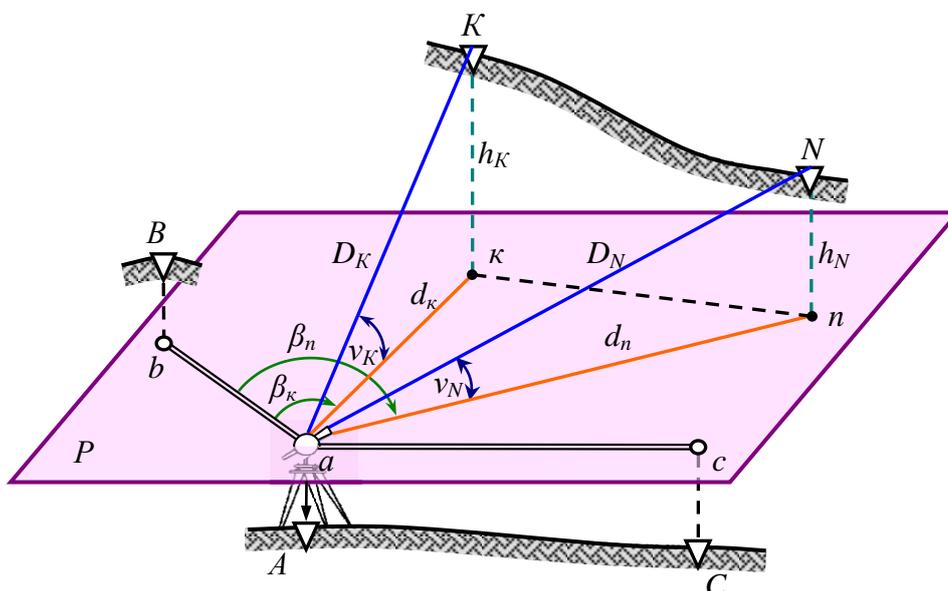


Рисунок 4.41 - Сущность тахеометрической съемки

При измерении наклонной линии мерными лентами

$$\left. \begin{aligned} d &= L - \Delta L_v \\ \Delta L &= 2 \cdot L \cdot \sin^2 \frac{v}{2} \end{aligned} \right\}, \quad (4.76)$$

где  $\Delta L_v$  - поправка за наклон линии к горизонту.

Полярные углы  $\beta_k$  и  $\beta_n$  получают по горизонтальному кругу прибора.

Превышения  $h_K$ ,  $h_N$  определяют по одной из формул тригонометрического нивелирования

$$\left. \begin{aligned} h &= d \cdot \operatorname{tg} v + i - l \\ h &= \frac{1}{2} \cdot D \cdot \sin 2v + i - l \end{aligned} \right\}, \quad (4.77)$$

где  $i$  - высота инструмента;

$l$  - высота вехи или рейки.

В аэродромном строительстве тахеометрическая съемка применяется при скоростных изысканиях полевых аэродромов, методика ее выполнения изложена в «Руководстве по изысканиям и проектированию полевых аэродромов авиации ВС СССР» (РА-182-87).

#### 4.5.2. Инструменты, применяемые при тахеометрической съемке

Инструменты, предназначенные для тахеометрической съемки, должны обеспечивать измерение расстояний, горизонтальных и вертикальных углов. Этим требованиям удовлетворяют все современные оптические теодолиты (теодолиты-тахеомеры, имеющие вертикальный круг, оптический дальномер и буссоль), номограммные и электронные тахеометры.

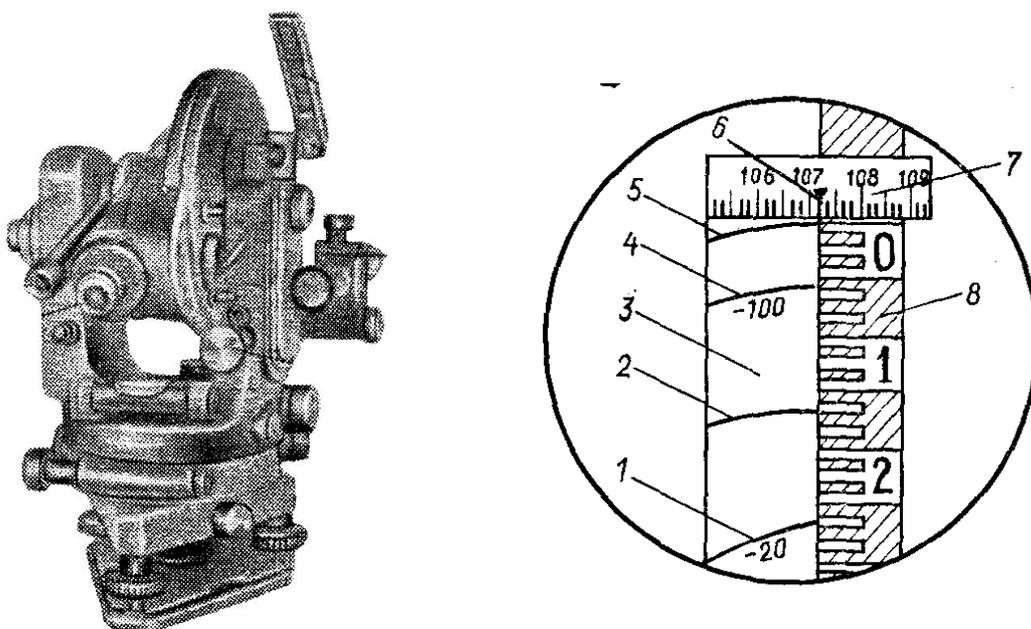
При производстве тахеометрических съемок используют следующие приборы и принадлежности:

- оптические теодолиты 3Т5КП, Т15К, 2Т30, 2Т30П, 4Т30П;
- номограммные тахеометры Dahlta 020, ТН (ТА-2);
- электронные тахеометры 2Та5, 3Та5Р, TOPSON GTS230, TOPSON GPT300, TRIMBLE 3300DR и др.;
- рейки нивелирные РН-3000, РН-4000;
- вешки геодезические, тахеометрические вехи для электронных тахеометров (веха с отражателем телескопическая, позволяющая менять положение отражателя над поверхностью земли);
- приемники спутниковой навигации GPS и базовые станции DGPS;
- мерные ленты и рулетки ЛЗ, ЛЗШ, Р50, Р20, Р10, РТ.

При применении **оптических теодолитов-тахеометров** по результатам измерений углов и расстояний горизонтальные проложения  $d$  и превышения  $h$  вычисляют по тригонометрическим формулам (4.75) и (4.77).

Применение **номограммных тахеометров** позволяет исключить вычисления по тригонометрическим формулам, поскольку горизонтальные проложения и превышения считывают непосредственно в ходе съемки. Это снижает до минимума погрешности вычислений и исключает повторные измерения, присущие при использовании оптических теодолитов-тахеометров.

Отечественный тахеометр ТН (ТА-2) имеет неповторительную систему осей (рисунок 4.42). Лимб может переставляться при помощи специального



- 1 - кривая превышений с коэффициентом  $K_n$ ; 2 - кривая расстояний с коэффициентом 100;  
 3 - серебряная полоска; 4 - кривая превышений с коэффициентом  $K_n$ ; 5 - основная кривая;  
 6 - отсчетный штрих вертикального круга; 7 - штрихи вертикального круга

Рисунок 4.42 - Номограммный тахеометр ТН (ТА-2) и поле зрения трубы

винта. Левее окуляра трубы расположен окуляр шкалового микроскопа с ценой деления 1 минута, для производства отсчетов по горизонтальному кругу с точностью до 0,1'.

На видимую при «круге лево» часть вертикального круга нанесена диаграмма, состоящая из основной кривой 5, кривой горизонтальных проложений 2 с коэффициентом 100 и шести кривых превышений с коэффициентами +10, +20, +100, -10, -20, -100. Изображения кривых передаются в поле зрения трубы, где они видны на фоне вертикальной части Г-образной серебряной пластинки 3. При этом в поле зрения передаются только две кривые превышений (на рисунке показаны кривые 1 и 4 с коэффициентами -20 и -100). Изображение шкалы вертикального круга 6 видно на горизонтальной части посеребренной полоски. При вращении зрительной трубы стеклянный вертикальный круг остается неподвижным, и поэтому в поле зрения трубы появляются различные части круга. Штрихи 7 на нем нанесены через 10', что позволяет на глаз брать отсчеты с точностью до 1 минуты.

При работе с тахеометром ТА-2 используется рейка с выдвигной пяткой, позволяющей нуль рейки устанавливать на высоте, равной высоте инструмента.

После совмещения левой грани изображения рейки с правой вертикальной гранью посеребренной полоски наводят основную кривую 5 на нуль рейки и снимают отсчеты по шкалам горизонтального и вертикального кругов, кривым расстояния и превышений.

Значения горизонтальных проложений  $d$  и превышения  $h$  получают с учетом коэффициентов по формулам

$$h = \frac{h_B \cdot K_B + h_H \cdot K_H}{2}, \quad (4.78)$$

$$d = 100 \cdot n. \quad (4.79)$$

где  $h_B, h_H$  – отсчеты по кривым превышений;  
 $K_B, K_H$  – коэффициенты верхней и нижней кривых превышений;  
 $n$  – отсчет по кривой горизонтальных проложений.  
 Углы наклона определяют с учетом места нуля по формуле

$$\nu = MO - L, \quad (4.80)$$

где  $L$  – отсчеты по вертикальному кругу.

Использование **электронных тахеометров** (рисунок 4.43) типа Topson GPT 3002, Topson GTS 230 (Япония), Trimble 3300DR (США), 3Та5Р, 3Та5РМ, 4Та5Н (Россия) и других позволяет фиксировать результаты измерений сразу на магнитные носители и исключить все промежуточные рутинные операции, свойственные обычным тахеометрическим съемкам, выполняемым с помощью оптических теодолитов-тахеометров или номограммных тахеометров, связан-

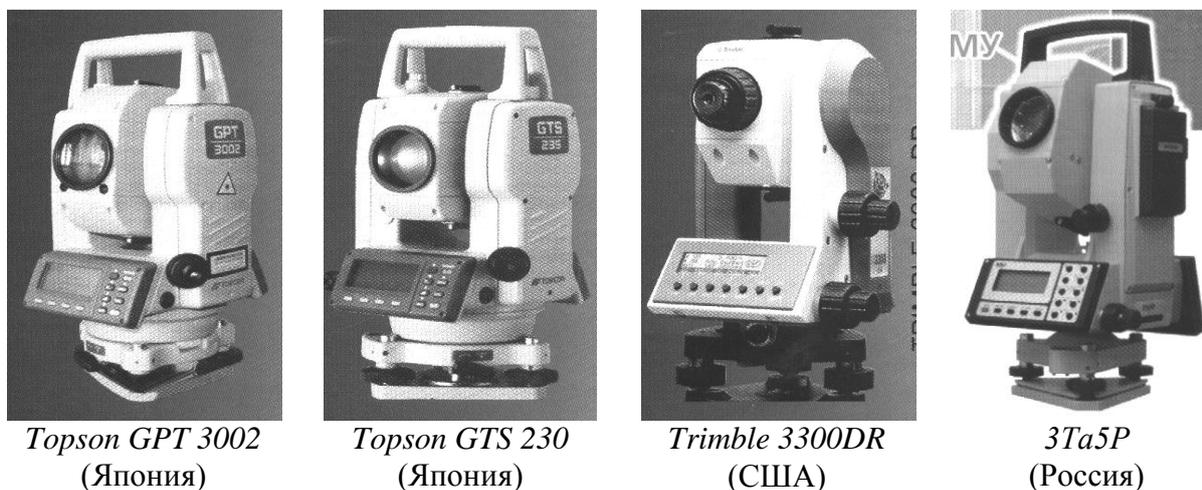


Рисунок 4.43 - Электронные тахеометры

ных со считыванием отсчетов, записью в полевые тахеометрические журналы и их ручной обработкой. Ввод информации в память полевого или базового компьютера может осуществляться непосредственно в поле или после полевых работ, с последующей ее автоматической обработкой, подготовкой цифровой модели местности и топографических планов на графопостроителе.

Технические характеристики отечественных электронных тахеометров Уральского оптико-механического завода представлены в таблице 4.10.

Среди многообразия электронных тахеометров выделяется сегмент *высокотехнологичных приборов*, оснащенных сервомоторами, следящей системой и дистанционным управлением. Часто можно услышать мнение, что это всего лишь дорогие «игрушки», совершенно ненужные и абсолютно бесполезные на российском рынке. Примерно то же самое говорили про все электронные тахеометры лет 20 назад. Лидеры геодезического приборостроения *Geotronics* (Швеция) и *Leica Geosystems* (Швейцария) стояли у истоков идеи разработки тахеометров с сервомоторами, алфавитно-цифровой клавиатурой, графическим дисплеем, пакетом разнообразных прикладных программ и т. д. Эти фирмы уже более 15 лет назад отказались от выпуска популярных тогда электронных дальномеров в пользу электронных тахеометров. В настоящее время многие компании, выпускающие геодезическое оборудование, перестали выпускать электронные дальномеры.

Высокотехнологичные электронные тахеометры (рисунок 4.44) выпускают серийно такие известные компании, как *Leica Geosystems*, *Trimble Navigation* (США), *Topson* (Япония) и *Sokkia* (Япония).

По своей классификации высокотехнологичные электронные тахеометры подразделяются на три класса:

- «простые» - тахеометры с сервомоторами;
- «полуроботы» - тахеометры с сервомоторами и следящей системой;
- «роботы» - тахеометры, оснащенные сервомоторами, следящей системой и дистанционным управлением.

Таблица 4.10 - Технические характеристики электронных тахеометров  
Уральского оптико-механического завода

Наименование основных характеристик	Типы электронных тахеометров		
	ЗТа5Р	ЗТа5РМ	4Та5Н
1. Средняя квадратическая погрешность измерения одним приемом: - горизонтального угла; - вертикального угла; - наклонного расстояния, мм	5'' (1,5 мгон) 7'' (2,2 мгон) 5 (+ 3·10 <sup>-6</sup> D)		5'' (1,5 мгон) 5'' (1,5 мгон) 5 (+ 3·10 <sup>-6</sup> D)
2. Диапазон измерения: - вертикального угла; - зенитного расстояния; - наклонного расстояния до отражателя (1 призма), до отражателя (3 призмы), до отражателя (6 призм)	± 45 <sup>0</sup> (± 50 гон) 45 <sup>0</sup> ...135 <sup>0</sup> (150 гон)  от 2 до 1000 м - от 2 до 2000 м		± 45 <sup>0</sup> (± 50 гон) 45 <sup>0</sup> -135 <sup>0</sup> (150 гон)  от 2 до 1000 м от 2 до 3000 м от 2 до 5000 м
3. Время измерения: - углов, с; - наклонного расстояния в точном режиме, с, в быстром режиме, с, в режиме слежения, с	1''  4'' 3'' -	1''  4'' 2'' -	1''  4'' 2'' 1'',5
4. Диапазон работы датчика наклона	± 5''		
5. Зрительная труба: - увеличение, крат; - расстояние визирования, м; - поле зрения; - изображение; - подсветка сетки нитей	30х от 1,5 до ∞ 1 <sup>0</sup> 30' прямое -	30х от 1,5 до ∞ 1 <sup>0</sup> 30' прямое есть	30х от 1,5 до ∞ 1 <sup>0</sup> 30' прямое есть
6. Оптический центрир: - увеличение, крат; - расстояние визирования, м; - поле зрения	2,9х от 0,6 до ∞ 3 <sup>0</sup>		
7. Лазерный центрир	-		есть
8. Цена делений уровней: - цилиндрического (на инструменте); - круглого (на подставке); - электронного	30'' 10' -		30'' 10' 1''
9. Источник питания инструмента: - тип батареи; - продолжительность работы от батареи; - напряжение батареи; - емкость батареи; - время заряда батареи	Ni-MH 6,1 ч 6,5...8,8 В 1,2 Ач 1,5 ч		Ni-MH 6,1 ч 6,5...8,5 В 1,7 Ач 1,8 ч
10. Память: - тип; - объем; - макс. ко-во проектов	PCMCIA 1 МБ -		внутренняя 1 МБ 64
11. Вес (включая источник питания)	5,4 кг		



*Leica TSRP 1200*  
(Швейцария)

*Trimble S6*  
(США)

*Topson GTS-800*  
(Япония)

*Sokkia Set 4110M*  
(Япония)

Рисунок 4.44 - Высокотехнологичные электронные тахеометры

Производители заявляют принципиальную возможность «обновления» системы от «простого» до «робота». Однако если необходимо приобрести тахеометр с прицелом на дальнейшее совершенствование, то предпочтительнее выбрать прибор со следящей системой, так как обновить его до «робота» достаточно просто.

К «**простым**» тахеометрам с сервомоторами относятся следующие модели: *Leica TCM 1200*, *Leica TCM 1100*, *Leica TCRM 1200*, *Geodimeter 600S*, *Trimble 5600S*. Литера «М» у тахеометров *Leica* означает моторизованный, литера «S» у тахеометров *Geodimeter* и *Trimble* – сервомоторы. Для работы с этими приборами необходима бригада из двух человек. Закрепительные винты у приборов отсутствуют, а вместо наводящих винтов используются маховики управления сервомоторами. Система имеет как бы «автоматическую коробку передач», т. е. чем быстрее оператор вращает маховик, тем быстрее прибор поворачивается, и наоборот. Для большей плавности современные системы оснащены четырехскоростной «коробкой». Это важно, так как, например, в старых моделях *Geodimeter*, оснащенных двухскоростной «коробкой» (выпуск до 1997 г.), требуется сноровка, чтобы не проскакивать при наведении на цель.

Огромное количество времени в поле тратится на грубое наведение, перефокусировку и точное наведение. Очевидно, что через несколько часов работы внимание оператора снижается, устают глаза, руки, ноги, спина и другие части тела. Кроме того, у прибора находится квалифицированный исполнитель с техническим или высшим геодезическим образованием, а с рейкой (вехой с отражателем) ходит помощник, как правило, не имеющий специального геодезического образования. Исполнитель указывает ему, куда поставить веху. Это также не повышает качество, так как он не всегда может оценить ситуацию, находясь у прибора, а тщательная оценка ситуации требует дополнительного времени. Поэтому следующим шагом к автоматизации было создание приборов со следящей системой.

К «**полуроботам**» можно отнести следующие модели электронных тахеометров: *Leica TC700auto*, *TCR 700auto*, *TCA 1200*, *TCA 1100*, *TCRA 1100*, *Ge-*

*odimeter 600 Autolock, Trimble 5600 Autolock.* У разных производителей принцип слежения за отражателем реализован по-разному. Литера «А» у тахеометров *Leica* означает АТР (Automatic Target Recognition - система автоматического распознавания цели), «Autolock» у тахеометров *Geodimeter* и *Trimble* - наличие следящей системы. Для работы с приборами требуется бригада из двух человек. «Полуробот» отслеживает перемещение отражателя, точно наводится даже в условиях плохой видимости и не требует участия оператора. У прибора стоит помощник - оператор, который только нажимает кнопки, а с вехой ходит исполнитель, который знает, где ставить отражатель.

Следящая система основана на использовании активного отражателя. В тахеометрах *Geodimeter* и *Trimble 5600* она состоит из приемника, смонтированного под зрительной трубой и принимающего излучение от активного излучателя, закрепленного с отражателем (призмой) на вехе. Вместе это называется «активным отражателем». В зависимости от типа он может работать на разные расстояния: от нескольких метров до 750 м, и быть «круговым» или «плоским» (односторонним). Следящая система тахеометра принимает излучение от вехи и «удерживает» прибор в состоянии наведения на нее. При перемещении вехи сервомоторы разворачивают прибор в направлении за излучателем на вехе. К достоинствам этой системы можно отнести то, что прибор удерживает только одну цель и не перемещается за более ярким объектом. По заявлению производителя, использование следящей системы повышает производительность труда на 50%. Однако практический опыт работы позволяет с уверенностью заявить, что система увеличивает производительность труда почти в 2 раза, по сравнению с обычными тахеометрами. Система работает надежно как при съемке, так и при разбивке и вполне оправдывает затраты.

«**Роботы**» позволяют вообще убрать оператора. Для работы с приборами требуется один исполнитель, который дистанционно управляет прибором с вехи. Обеспечение комфорта и удобства работы исполнителя, безусловно, сказывается на эффективности и, самое главное, на качестве продукции.

Наряду с огромным преимуществом над традиционным видом электронная тахеометрическая съемка имеет серьезный недостаток - это дорогостоящее оборудование. Стоимость электронных тахеометров на порядок выше современных оптических теодолитов, и поэтому они доступны не каждому пользователю. В связи с этим автоматизация процесса полевых измерений традиционных тахеометрических съемок остается актуальной задачей.

При использовании **систем спутниковой навигации GPS** тахеометрическую съемку следует называть топографической наземно-космической, поскольку тахеометры и другие мерные приборы, как таковые, уже не применяются, однако основные правила съемки подробностей ситуации и рельефа местности сохраняются те же, что и для тахеометрических съемок. Топографическая наземно-космическая съемка по сравнению с другими видами съемок является самой производительной и эффективной, обеспечивая при этом пол-

ную автоматизацию обработки результатов измерений и подготовки топографических планов и ЦММ.

Тахеометрическая съемка, как и любая топографическая съемка местности, состоит из полевых и камеральных работ.

В содержание полевых работ входят:

- создание планово-высотной рабочей основы (съемочного обоснования);
- планово-высотная привязка съемочного обоснования;
- съемка подробностей местной ситуации и рельефа.

Все части полевых работ могут выполняться последовательно или параллельно.

#### 4.5.3. Создание планово-высотной геодезической рабочей основы тахеометрической съемки при работе теодолитом-тахеометром

*Плановую (горизонтальную) рабочую основу* тахеометрической съемки составляют теодолитно-тахеометрические ходы, прокладываемые по опорным точкам (вершинам) полигона. Они могут быть сомкнутые или разомкнутые. Горизонтальная рабочая основа привязывается к Государственной геодезической сети. Плотность пунктов рабочей основы должна быть при съемках в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 соответственно не менее 4, 12 или 16 пунктов на 1 км<sup>2</sup> съемки. *Высотная (вертикальная) рабочая основа* съемки обеспечивается методом тригонометрического нивелирования, посредством которого определяются отметки вершин теодолитно-тахеометрического хода.

Требования, предъявляемые к тахеометрическим ходам, приведены в таблице 4.11.

Создание планово-высотной рабочей основы тахеометрической съемки состоит из подготовительных, измерительных и вычислительных работ. В свою очередь, *подготовительные работы* включают рекогносцировку участка местности, разбивку и закрепление опорных точек полигона, *измерительные работы* – измерение наклонных расстояний между станциями (вершинами полигона) мерной лентой или дальномером, горизонтальных и вертикальных углов полным приемом, а *вычислительные работы* – определение горизонтальных проложений линий и превышений между опорными точками.

Таблица 4.11 – Требования к тахеометрическим ходам

Масштаб съемки	Максимальная длина ходов между опорными точками, м	Максимальная длина сторон, м	Максимальное число сторон в ходе
1:5000	1200	300	6
1:2000	600	200	5
1:1000	300	150	3
1:500	200	100	2

Рекогносцировка участка местности, выбор и разбивка опорных точек полигона производится по правилам, рассмотренным ранее для теодолитных ходов.

### Измерительные работы по созданию плано-высотной рабочей основы тахеометрической съемки

После разбивки вершин полигона на местности приступают к измерению его сторон в прямом и обратном направлениях мерной лентой с точностью до 1/2000, а при работе теодолитом-тахеометром - нитяным дальномером с каждой станции с точностью до 1/300.

Если линия более 100 м, то ее предварительно провешивают.

Стороны хода измеряются мерной лентой или оптическим дальномером дважды в прямом и обратном направлениях. Горизонтальные и вертикальные углы измеряются полным приемом.

Результаты линейных и угловых измерений заносят в журнал теодолитно-тахеометрического хода (таблица 4.12).

При *линейных измерениях мерными лентами* необходимо придерживаться следующего:

- отклонение конца ленты от створа линии допускается до 15 см;
- прогиб ленты в вертикальной плоскости или изгиб ее в сторону допускается до 10 см;
- за наклоны местности, когда они превышают  $2^0$ , вводят поправки. Для этого измеряют углы наклона. Точность измерения углов наклона должна быть тем больше, чем больше угол наклона и длиннее линия.

При *угловых и линейных измерениях теодолитами-тахеометрами* рекомендуется следующий порядок работы на каждой станции (рисунок 4.45 и таблица 4.12), последовательность записей указана в скобках цифрами:

- устанавливается теодолит на станции и измеряется высота инструмента  $i$ , которая записывается в журнал теодолитно-тахеометрического хода (1);
- при «круге лево» зрительная труба наводится на низ рейки, стоящей на задней точке, и берется отсчет по горизонтальному кругу  $KL_5$  (2);
- с помощью наводящего винта зрительной трубы центр сетки нитей устанавливается на отсчет, равный высоте инструмента  $i$ , и берется отсчет по вертикальному кругу  $L_5$  (3);
- берутся отсчеты по нижней  $n_1$  (верхней) и верхней  $n_2$  (нижней) дальномерным нитям, по которым определяется расстояние (4)

$$D = 100 \cdot (n_B - n_H) ;$$

- труба переводится через зенит, отпускается винт алидады и колонка поворачивается на  $180^0$ ; зажимается винт алидады и аналогично берутся отсчеты по горизонтальному  $KП_5$  (5) и вертикальному  $П_5$  (6) кругам на заднюю точку при «круге право»;

Таблица 4.12 – Журнал полевых измерений при создании планово-высотной основы тахеометрической съемки

ЖУРНАЛ  
теодолитно-тахеометрического хода

Дата: 12 мая 2008 г.

Наблюдатель: Иванов  
Вычислял: Петров

№ станции	№ наблюдаемых точек	Расстояние по дальности меру, $D$	Отсчеты по горизонтальному кругу	Горизонтальный угол из приема, $\beta$	Среднее значение угла, $\beta_{ср}$	Отсчеты по вертикальному кругу	Место нуля, $MO$	Угол наклона, $\nu$	Горизонтальное положение $d = D \cdot \cos \nu$	Превышение $h' = d \cdot \operatorname{tg} \nu$	Высота визирования, $l$	Высота инструмента, $i$	Превышение $h = h' + i - l$	Отметка станции, $H$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1 $i = 1,49$ (1)	5	132,20 (4)	248 <sup>0</sup> 52' (2)	Круг лево 94 <sup>0</sup> 21' (12)	Круг лево 94 <sup>0</sup> 21' (14)	-1 <sup>0</sup> 09' (3)	0 <sup>0</sup> 01' (16)	-1 <sup>0</sup> 10' (15)	132,14	-2,69	1,49	1,49	-2,69	126,26
	2	126,50 (11)	154 <sup>0</sup> 31' (9)			-0 <sup>0</sup> 55' (10)	0 <sup>0</sup> 01' (18)	-0 <sup>0</sup> 56' (17)	126,5	-2,06	1,49	1,49	-2,06	
5	5	330 <sup>0</sup> 28' (5)	Круг право 330 <sup>0</sup> 28' (5)	Круг право 94 <sup>0</sup> 21' (13)	Круг право 94 <sup>0</sup> 21' (14)	1 <sup>0</sup> 11' (6)								
	2					236 <sup>0</sup> 07' (7)	0 <sup>0</sup> 57' (8)							

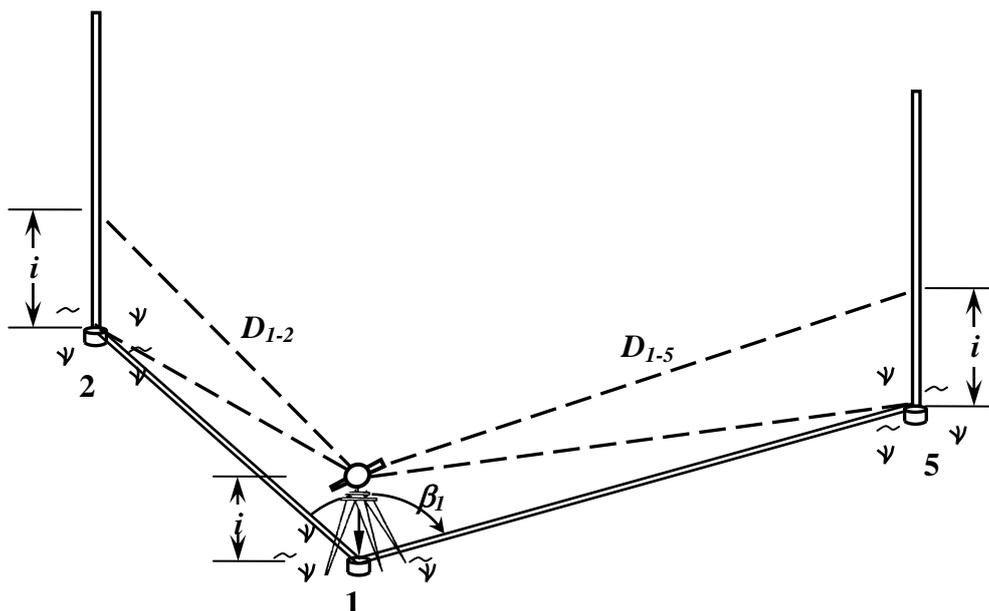


Рисунок 4.45 – Съёмка опорных точек теодолитно-тахеометрического хода

- отпускается винт алидады, зрительная труба наводится на переднюю точку на низ рейки, зажимается винт алидады и берется отсчет по горизонтальному кругу при «круге право»  $KП_2$  (7);

- с помощью наводящего винта зрительной трубы центр сетки нитей устанавливается на отсчет, равный высоте инструмента  $i$ , и берется отсчет по вертикальному кругу  $П_2$  (8);

- труба переводится через зенит, отпускается винт алидады и колонка поворачивается на  $180^0$ ; зажимается винт алидады и в той же последовательности берутся отсчеты по горизонтальному  $КЛ_2$  (9) и вертикальному  $Л_2$  (10) кругам при «круге лево»;

- берутся отсчеты по нижней  $n_1$  (верхней) и верхней  $n_2$  (нижней) дальноммерным нитям, по которым определяется расстояние (11).

После взятия последнего отсчета теодолит рекомендуется оставить с закрепленными винтами, т.к. при вычислении углов и расстояний может возникнуть потребность проверки правильности отсчетов.

### Вычислительные работы по созданию планово-высотной рабочей основы тахеометрической съемки

При *вычислениях длин линий и углов* рекомендуется следующий порядок работ (таблица 4.12), последовательность записей указана в скобках цифрами:

- вычисляются горизонтальные углы при «круге лево»  $\beta_{КЛ}$  (12) и «круге право»  $\beta_{КП}$  (13), для чего всегда из «заднего» отсчета вычитается «передний». Если этого сделать нельзя, то к «заднему» отсчету прибавляется  $360^0$

$$\beta_{КЛ} = КЛ_5 - КЛ_2,$$

$$\beta_{КП} = КП_5 - КП_2 ;$$

- контролируется правильность измерения углов. Углы, измеренные при двух положениях круга, должны отличаться не более чем на двойную точность прибора, в противном случае углы нужно измерить заново

$$|\beta_{КЛ} - \beta_{КП}| \leq 2 \cdot m_{\beta} ;$$

- вычисляется среднее значение горизонтального угла и записывается в журнал (14)

$$\beta_1 = \beta_{ср} = \frac{\beta_{КЛ} + \beta_{КП}}{2} ;$$

- вычисляются вертикальный угол  $\nu$  (15) и место нуля  $МО$  (16) из отсчетов на заднюю точку по формулам

$$\nu = \frac{Л - П}{2} , \quad МО = \frac{Л + П}{2} ;$$

- аналогично вычисляются вертикальный угол (17) и место нуля (18) на переднюю точку;

- контролируется правильность измерения вертикальных углов, критерием чего служит постоянство «место нуля», т.е. результаты (16) и (18) должны быть одинаковыми, разрешается отклонение на двойную точность прибора

$$|МО_1 - МО_2| \leq 2 \cdot m_{\nu} .$$

Имея калькулятор, можно по формулам (4.75) и (4.77) непосредственно на станции вычислить горизонтальные проложения линий  $d$  и превышения  $h$  между опорными точками и заполнить оставшиеся графы 10-14 журнала теодолитно-тахеометрического хода.

Заключительным этапом работы по созданию планово-высотного обоснования тахеометрической съемки является плановая и высотная привязка точек опорного хода к существующим пунктам и реперам государственной геодезической сети.

#### 4.5.4. Планово-высотная привязка точек опорного хода

Передача отметок на одну из опорных точек от существующего репера производится путем обычного геометрического нивелирования.

Отметки остальных точек опорного хода вычисляются по результатам измерения вертикальных углов с помощью формул тригонометрического нивелирования. Заканчиваются работы по созданию планово-высотного обоснования тахеометрической съемки вычерчиванием теодолитного хода (рисунок 4.46).

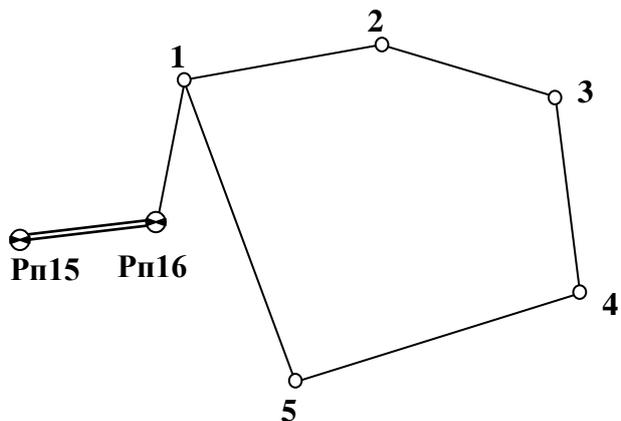


Рисунок 4.46 – Теодолитно-тахеометрический ход

#### 4.5.5. Съёмка подробностей местной ситуации и рельефа полярным способом

Съёмка подробностей местной ситуации и рельефа производится после того, как выполнены все работы на станции, относящиеся к проложению теодолитно-тахеометрического хода.

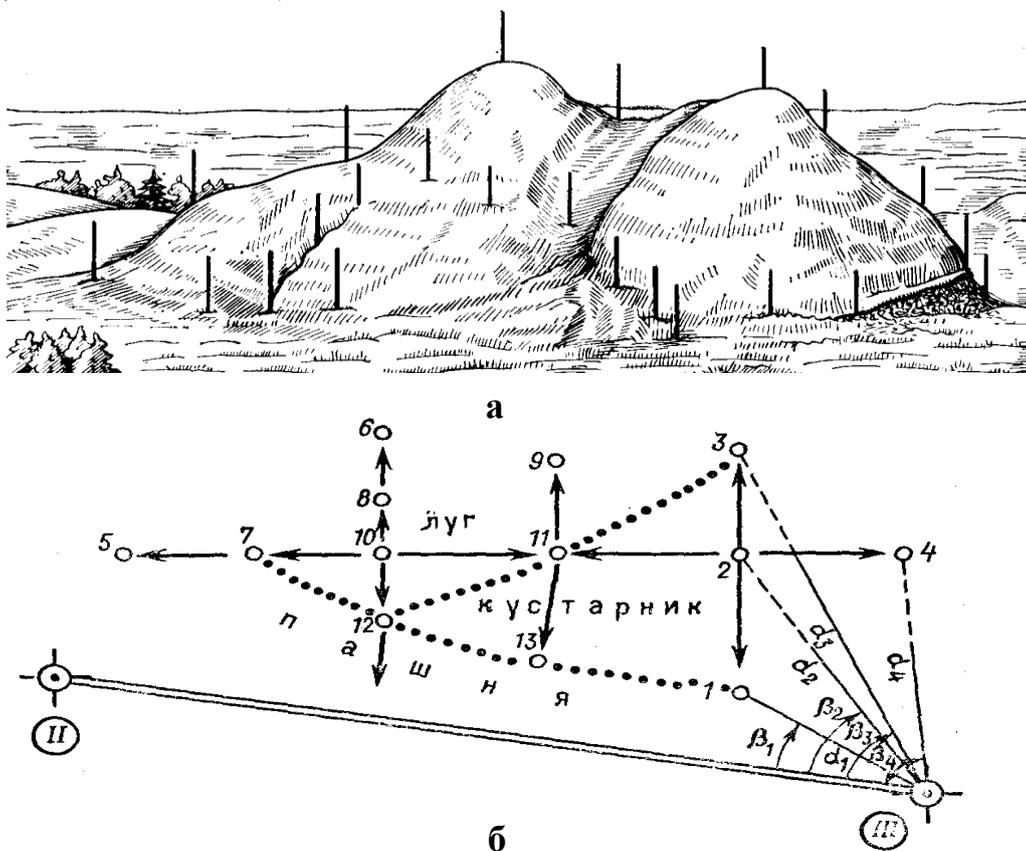
Съёмка производится полярным способом с одновременным снятием отсчетов, определяющих плановое и высотное положение точки.

*Съёмочные точки, определяющие контуры местности, называются контурными, а рельеф местности - реечными.*

Съёмочные точки выбираются в наиболее характерных местах ситуации и рельефа (рисунок 4.47 а).

Съёмке подлежат все контуры местности, выражающиеся в масштабе плана. Съёмке не подлежат только временные сооружения. При съёмке контуров точки выбирают по границе угодий и местных предметов и, кроме основного полярного способа, может быть использован способ угловых засечек и другие.

При съёмке рельефа реечные точки берут на всех его характерных точках и линиях, самых высоких и низких местах, вершинах и подошвах холмов, дне и бровках котловин и оврагов, перегибов скатов, водораздельных линиях и тальвегах. Число реечных точек должно быть строго необходимым и достаточным для изображения рельефа с заданной точностью.



а – выбор реечных точек при съёмке рельефа; б – абрис съёмки  
Рисунок 4.47 – Съёмка подробностей местной ситуации и рельефа

Число речных точек зависит от масштаба и высоты сечения горизонталей. Чем крупнее масштаб и меньше высота сечения рельефа, тем большее число речных точек требуется. Максимальные расстояния от прибора до рейки и между речными точками рекомендуются в пределах, указанных в таблице 4.13.

Во избежание пропуска в съемке местности, находящейся между станциями, необходимо предусматривать перекрытие речных точек, определяемых в этих станциях.

Наблюдение речных точек производят при «крене влево». При этом снимают отсчеты по горизонтальному и вертикальному кругам, а также дальномерным нитям. Если съемка производится только контурной точки, то отсчет по вертикальному кругу не берется.

Все отсчеты записываются в журнал тахеометрической съемки (таблица 4.14). Попутно на каждой станции составляется абрис (рисунок 4.47 б), на котором схематично показывается ситуация и рельеф местности.

На абрисе указываются все местные предметы и контуры, подлежащие съемке. Характерные формы рельефа изображаются отрезками горизонталей. Кроме того, стрелками и линиями указываются направления склонов, тальвегов, водоразделов. Контурные и речные точки, по возможности, нужно совмещать. Номер речной точки в журнале и на абрисе должны совпадать. Для увязки с абрисом в журнале тахеометрической съемки в графе «примечание» записывается кратко, что на местности данная точка обозначает.

При съемке рейки на съемочных точках ставятся на грунт без покачивания.

Съемка подробностей местной ситуации и рельефа может выполняться самостоятельно или же параллельно с измерениями по созданию планово-высотной рабочей основы съемки.

Таблица 4.13 – Требования к съемке подробностей ситуации и рельефа

Масштаб съемки	Высота сечения рельефа, м	Максимальное расстояние, м			
		между речными точками	от прибора до рейки при съемке рельефа	от прибора до рейки	
				при съемке твердых контуров	при съемке нетвердых контуров
1:500	0,5	15	100	60	80
	1,0	15	150	60	80
1:1000	0,5	20	150	80	100
	1,0	30	200	80	100
1:2000	0,5	40	200	100	150
	1,0	40	250	100	150
1:5000	0,5	60	250	250	200
	1,0	80	300	300	200

Таблица 4.14 – Журнал полевых измерений при съемке ситуации и рельефа тахеометрической съемки

**ЖУРНАЛ**  
тахеометрической съемки

Дата: 12 мая 2008 г.

Наблюдатель: Иванов  
Вычислял: Петров

№ станции и высота инструмента	№ наблюдаемых точек	Расстояние по дальности, номеру, $D$	Отсчеты		Угол наклона, $\nu$	Горизонтальное проложение $d = D \cdot \cos^2 \nu$	Превышение $H = d \cdot \operatorname{tg} \nu$	Высота визирования, $l$	Высота инструмента, $i$	Превышение $h = h' + i - l$	Отметки		Примечание
			по горизонтальному кругу	по вертикальному кругу							станций, $H_{ст}$	реечных точек, $H_i$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	Ст. 1		0°00' (3)										
Ст. 2	1	28,40 (6)	168°20' (4)	-0°47' (5)	-0°48'	28,40	-0,42	1,49 (7)	1,49	-0,42	126,26	125,84	
$i = 1,49$ м (1)	2	38,50	169°30'	-0°41'	-0°42'	38,50	-0,47	1,49	1,49	-0,47	126,26	125,79	
$MO = 1'$ (2)	3	17,20	227°65'	-2°31'	-2°32'	17,17	-0,75	1,49	1,49	-0,75	126,26	125,51	
$H_{ст} = 126,26$	4	20,50	252°00'	+0°19'	+0°18'	20,47	+0,79	1,49	1,49	+0,79	126,26	127,05	
	5	23,30	313°10'	-0°47'	-0°48'	23,30	-0,32	1,49	1,49	-0,32	126,26	125,94	
	6	31,40	341°35'	+0°43'	+0°42'	31,40	+0,39	1,49	1,49	+0,39	126,26	126,65	

При самостоятельной съемке подробностей местной ситуации и рельефа рекомендуется вести съемку по часовой стрелке и соблюдать следующий порядок работы на станции (рисунок 4.48 и табл. 4.14), последовательность записей указана в скобках цифрами:

- устанавливается теодолит на станции и измеряется высота  $i$  инструмента, которая записывается в журнал тахеометрической съемки (1);
- определяется место нуля  $МО$  из наблюдений на хорошо видимый предмет и записывается в журнал (2);
- на отдельном листе в произвольном масштабе схематично составляется абрис прилегающей к станции местности;
- на горизонтальном круге устанавливается нулевой отсчет и зрительная труба при « круге лево» ориентируется на заднюю точку (3);
- при закрепленном горизонтальном круге центр сетки нитей наводится на отсчет, равный высоте инструмента, и снимаются отсчеты по горизонтальному  $KL$  (4) и по вертикальному  $L$  (5) кругам, определяется расстояние по дальномеру  $D$  (6). Если невозможно выполнить визирование на отсчет, равный высоте инструмента, то визируют наверх рейки (7). Горизонтальные и вертикальные углы получают из полуприема  $\beta_{KL} = KL$ ,  $\nu = L - MO$ .

Имея калькулятор, можно непосредственно на станции по формулам (4.75), (4.77) и (4.81) вычислить горизонтальные проложения линий  $d$ , превышения  $h$  между опорной и съемочными точками, отметки съемочных (речных) точек  $H_i$  и заполнить оставшиеся графы 7, 8, 11-13 журнала тахеометрической съемки.

Отметки речных точек вычисляются через отметку станции методом превышений по известной формуле

$$H_i = H_{cm} + h_i. \quad (4.81)$$

Отметки станций (вершин полигона) получают в ходе камеральной обработки журнала теодолитно-тахеометрического хода.

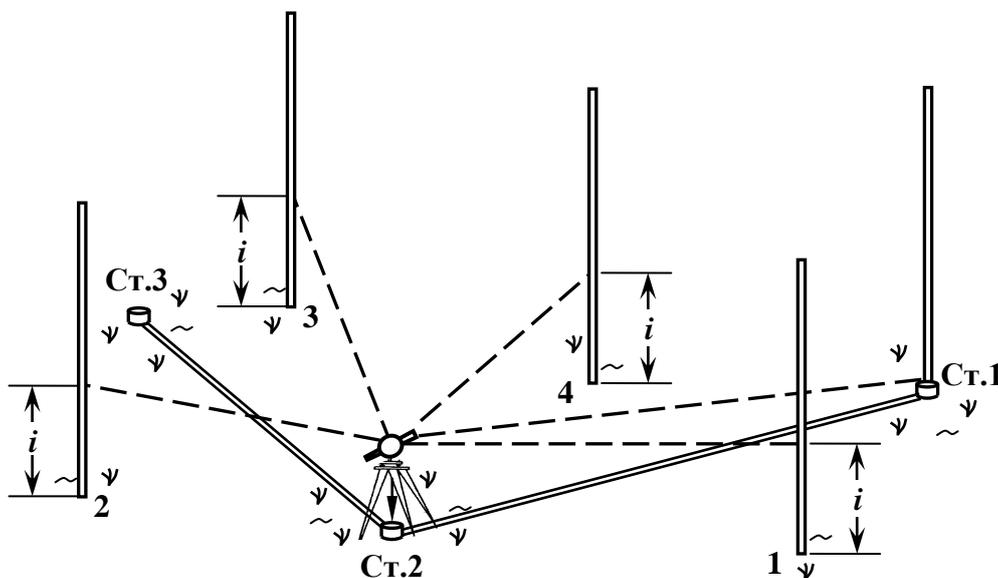


Рисунок 4.48 – Съемка подробностей местной ситуации и рельефа

#### 4.5.6. Камеральные работы при тахеометрической съемке

Вычислительная и графическая обработка материалов полевых измерений тахеометрической съемки предусматривает последовательное выполнение пяти этапов работ:

1. Уравнивание результатов угловых и линейных измерений, вычисление прямоугольных координат вершин полигона (составление ведомости румбов или координат на основании журнала теодолитно-тахеометрического хода).

2. Уравнивание превышений и вычисление отметок вершин полигона (составление ведомости отметок станций на основании журнала теодолитно-тахеометрического хода).

3. Накладка полигона на план по румбам или координатам.

4. Накладка местной ситуации и рельефа на план по абрисам и полевым журналам тахеометрической съемки.

5. Вычерчивание и оформление топографического плана участка в заданном масштабе в соответствии с условными знаками.

*Первый и третий этапы* выполняют аналогично рассмотренным ранее работам по обработке теодолитных ходов. Поэтому ниже будут рассмотрены работы *второго, четвертого и пятого* этапов.

#### Составление ведомости отметок станций

Уравнивание превышений и вычисление отметок станций выполняется в специальной ведомости (таблица 4.15). В ее графы 2-4 заносят горизонтальные проложения, прямые и обратные превышения, которые выписывают из журнала теодолитно-тахеометрического хода. Допустимое при измерениях расхождение между прямыми и обратными превышениями составляет 3-4 см на каждые 100 м.

Для сомкнутого полигона сумма всех превышений по ходу  $\sum h_{cp}$  (итог графы 6) должна быть равна нулю. Результат, отличный от нуля, является высотной невязкой. Для разомкнутого полигона сумма всех превышений по ходу должна быть равна разности отметок конечной  $H_K$  и начальной  $H_H$  точек. В противном случае неравенство также является высотной невязкой.

Таким образом, фактическая высотная невязка определяется:

- для замкнутого хода по формуле  $f_h = \sum h_{cp}$ ; (4.82)

- для разомкнутого хода по формуле  $f_h = \sum h_{cp} - (H_K - H_H)$ . (4.83)

Допустимая невязка вычисляется по формуле

$$\text{доп } f_h = \pm \left( 0,04 \cdot \sum d_{100} \cdot \sqrt{\frac{l}{n}} \right) \text{ м}, \quad (4.84)$$

где  $\sum d_{100}$  – количество сотых отрезков в периметре полигона;  
 $n$  – число вершин полигона.

Таблица 4.15 - Ведомость вычисления отметок станций

Но- мера стан- ций	Гори- зонталь- ное про- ложе- ние, $d$ , м	Превышения, м			По- прав- ки, $\delta_h$	Увязан- ные пре- выше- ния, $h_{усп}$	Отметка станции, $H_{i+1}=H_i+h_{усп}$	Но- мера стан- ций
		прямые, $h_{пр}$	обрат- ные, $h_{обр}$	средние, $h_{ср}$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	56,18	-0,93	+0,96	-0,94	-1	-0,95	50,00	1
2		49,05	2					
3	75,89	-2,96	+2,96	-2,96	-1	-2,97	46,08	3
4	63,49	+0,89	-0,87	+0,88	-1	+0,87	46,95	4
5	52,33	+2,36	-2,36	+2,36	-1	+2,35	49,30	5
1	66,49	+0,71	-0,72	+0,71	-1	+0,70	50,00	1
$\Sigma d$		$\Sigma h_{ср}$			$\Sigma \delta_h$	$\Sigma h_{усп}$		
314,38		0,05			-0,05	0,00		

$$\sum d_{100} = \frac{\sum d}{100} = \frac{314,38}{100} = 3,1;$$

$$f_h = \sum h_{ср} = +0,05 м, \quad \text{don } f_h = \pm \left( 0,04 \cdot \sum d_{100} \cdot \sqrt{\frac{l}{n}} \right) м = 0,04 \cdot 3,1 \cdot \sqrt{\frac{l}{5}} = +0,056 м.$$

Фактическую высотную невязку  $f_h$ , если она допустима, распределяют в средние превышения пропорционально длинам сторон в виде поправок, но с обратным знаком по формуле

$$\delta_{h_i} = -\frac{f_h}{\sum d} \cdot d_i. \quad (4.85)$$

Увязанные превышения  $h_{усп}$  получают с учетом поправок и заносят в седьмую графу ведомости отметок станций

$$h_{усп} = h_{ср} + \delta_h. \quad (4.86)$$

Отметки станций вычисляются последовательно через исправленные превышения по формуле

$$H_{n+1} = H_n + h_{усп,n}. \quad (4.87)$$

Контролем вычислений будут служить:

- точное равенство суммы поправок в средние превышения и высотной невязки, взятой с обратным знаком  $\Sigma \delta_h = -f_h$  ;
- получение равенств для исправленных превышений:  $\Sigma h_{усп} = 0$  (итог графы 7) для сомкнутого полигона и  $\Sigma h_{усп} = H_K - H_H$  для разомкнутого полигона;
- получение значения исходной отметки станции.

## Накладка местной ситуации и рельефа на план

После накладки полигона по румбам (координатам) приступают к накладке местной ситуации и рельефа на план. От сторон увязанного полигона по абрисам и журналам тахеометрической съемки производится перенос контурных и речных точек на бумагу (на план). *Точки местной ситуации и рельефа наносятся на план в соответствии с тем способом, каким они снимались в поле.* Для накладки контурных и речных точек используются геодезический транспортёр, циркуль-измеритель и поперечный масштаб. По этим точкам, руководствуясь абрисами, вычерчиваются контуры и местные предметы. Далее по отметкам контурных и речных точек наносятся горизонтали заданного сечения методом интерполяции.

При *накладке ситуации полярным способом* рекомендуется следующий порядок работы:

1. Приложить к базису (стороне полигона) геодезический транспортёр так, чтобы основание транспорта шло по базису, а центр совпал с вершиной полигона (съёмочной точкой). По транспортеру отложить по ходу часовой стрелки горизонтальный угол и провести направление.

2. Используя поперечный масштаб, циркулем-измерителем отмерить в масштабе плана длину линии на съёмочную точку и наколоть точку.

3. Аналогично повторить построения остальных съёмочных точек.

4. Соединить полученные точки необходимыми контурами и получить рисунок местности.

5. Между речными точками по их отметкам нанести горизонтали методом интерполяции - сначала целые, затем промежуточные.

## Вычерчивание и оформление топографического плана

Топографический план вычерчивается в карандаше или в туши в соответствии с заданным масштабом. Местная ситуация вычерчивается в условных знаках для заданного масштаба. План оформляется в соответствии с рисунком 4.49.

При *оформлении плана* рекомендуется следующий порядок работы:

1. Точки вершин полигона (станции) наносить кружком диаметром 1,5 мм, а рядом подписывать ее номер и отметку. Рекомендуется наносить последовательно точки каждой станции, причем местные предметы и контуры переносить в первую очередь.

2. Границу водных объектов и штрихи болот обозначать синим цветом, пески - коричневыми точками. Все остальное обводится черной тушью в соответствии с условными топографическими знаками. Стороны полигона тушью не обводятся, впоследствии они стираются.

3. В окончательном виде на чертеж нанести необходимые реквизиты, надписи и подписать исполнителем.

ПЛАН УЧАСТКА  
М 1:500

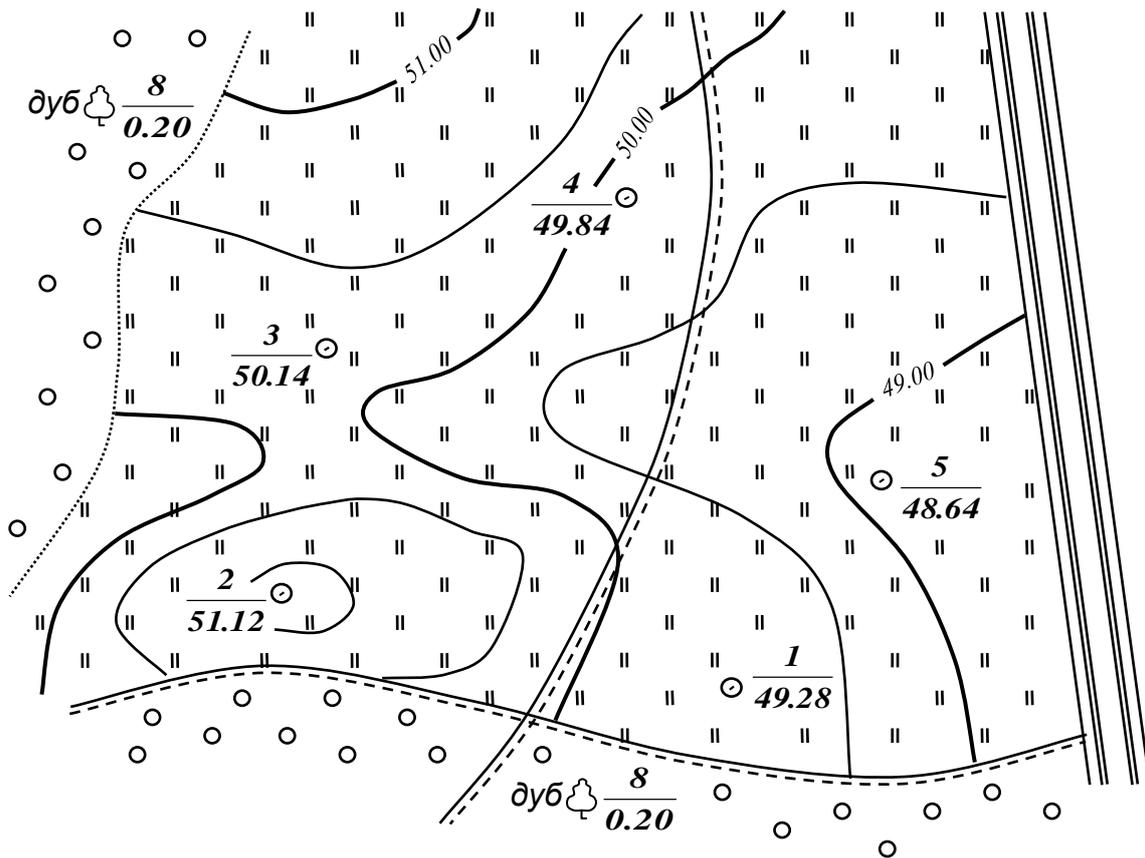


Рисунок 4.49 – Топографический план участка местности

#### 4.6. Контрольные вопросы по 4 разделу

1. Что называется съемкой местности и какие ее основные виды?
2. Как разделяются съемки местности по наименованию основного инструмента, которым ведут полевые работы?
3. Что такое теодолитный ход и какие его виды?
4. Что такое рекогносцировка местности?
5. Какие выполняют измерения при прокладке теодолитных ходов?
6. Какие основные способы привязки теодолитных ходов к пунктам государственной геодезической сети?
7. Какой порядок полевых и камеральных работ при теодолитной съемке?
8. Что такое ведомость координат и каково ее содержание?
9. Что такое ведомость отметок станций и каково ее содержание?
10. Что такое угловая невязка в теодолитном ходе?
11. В замкнутом теодолитном полигоне измерены горизонтальные углы  $\beta_1=90^\circ 07'$ ,  $\beta_2=135^\circ 48'$ ,  $\beta_3=90^\circ 10'$ ,  $\beta_4=102^\circ 25'$ ,  $\beta_5=121^\circ 27'$ . Определить, допустима ли точность данных угловых измерений.

12. В чем заключается уравнивание углов и приращений координат в теодолитном ходе?
13. Каков геометрический смысл линейной невязки в теодолитном ходе?
14. Какие основные способы съемки ситуации и рельефа?
15. Как построить координатную сетку с помощью линейки Дробышева?
16. В чем заключается тахеометрическая съемка местности?
17. Какой порядок работы на станции при съемке рельефа полярным способом?
18. Какие основные виды изысканий выполняются при проектировании и строительстве инженерных сооружений?
19. Какой порядок работы при разбивке пикетажа трассы?
20. Что такое пикетажный журнал и каково его содержание?
21. Как называются основные элементы круговой кривой и как они определяются?
22. Как производят вынос пикетов с тангенсов на кривую?
23. Какой порядок работы на станции при нивелировании трассы?
24. Что такое нивелирный журнал и каково его содержание?
25. Что такое план трассы?
26. Что такое ведомость углов поворота, прямых и кривых?
27. Что представляет собой продольный профиль трассы?
28. Что такое поперечный профиль трассы?
29. Какие основные способы нивелирования площадей?
30. Какой порядок полевых работ при нивелировании летной полосы по квадратам?
31. Какими способами можно построить на плане горизонтали?

## 5. ОПОРНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

Для создания планов и карт на большой территории требуется предварительное построение на всей этой территории опорных геодезических сетей.

*Геодезическая сеть – это система закрепленных на земной поверхности геометрически связанных между собой точек, положение которых определено в принятой системе координат  $X$ ,  $Y$  и высот  $H$ .*

Опорные геодезические сети имеют важное значение для правильной организации съемочных работ, т.к. позволяют выполнить съемочные работы одновременно в разных частях территории, а затем сводить их результаты в одно целое. При этом опорные сети обеспечивают одинаковую точность результатов работ на различных участках, т.к. погрешности измерений не накапливаются, а равномерно распределяются по всей территории.

Опорные сети обеспечивают также контроль измерений, выполняемых в значительных объемах при геодезических работах для различных инженерных целей.

## 5.1. Общие сведения о государственной геодезической сети

Геодезические работы, производимые с целью определения положения точек при топографических съемках местности или выноса точек в проектное положение при инженерно-геодезических разбивках, выполняются от пунктов геодезической сети.

**Геодезический пункт** – это закрепленная на местности точка геодезической сети. Относительно геодезических пунктов определяется положение любой точки местности при съемке или разбивках.

Геодезические сети могут быть *плановыми*, *высотными* или *планово-высотными*. Плановые сети имеют геодезические пункты с известными плановыми координатами  $X$  и  $Y$ , а высотные – реперы и марки с известными высотами  $H$ .

Геодезические сети строятся по принципу – «от общего к частному», т.е. от более крупных по размерам построений к менее крупным, и от более точных к менее точным. Соответственно этому принципу геодезические сети РФ подразделяются на четыре вида:

– *государственную геодезическую сеть (ГГС)*, представляющую собой главную геодезическую основу для всех видов геодезических и топографических работ;

– *геодезические сети сгущения*, связывающие пункты ГГС со съемочной геодезической сетью и развиваемые в отдельных районах при недостаточном числе пунктов ГГС;

– *съемочные геодезические сети (съемочное или рабочее обоснование)*, на основе которых непосредственно производятся съемки контуров и рельефа местности, инженерно-геодезические работы при строительстве сооружений;

– *специальные геодезические сети*, развиваемые при строительстве сооружений, предъявляющих к геодезическим работам специальные требования.

Государственная геодезическая сеть является исходной для построения других геодезических сетей. Для определения положения геодезических пунктов сетей пользуются единой системой геодезических координат и высот.

В нашей стране применяется система координат 1942 года, введенная Постановлением Совета Министров СССР от 7 апреля 1946 года.

Исходными данными этой системы являются:

- референц-эллипсоид Красовского;
- геодезические координаты Пулковской обсерватории (центр сигнала А);
- геодезический азимут с сигнала А (Пулково) на сигнал В (Бугры);
- высота геоида в Пулкове над референц-эллипсоидом Красовского равна нулю.

Обычно искомые величины, например, координаты точек, не могут быть получены непосредственными их измерениями.

Принцип определения взаимного положения точек на земной поверхности заключается в следующем.

1. На местности строятся связанные между собой геометрические фигуры, выбор вершин которых производится из удобства непосредственных измерений их некоторых элементов (углов и сторон).

2. Количество намеченных для непосредственных измерений элементов фигур должно быть достаточным для того, чтобы определить все другие элементы по существующим между ними зависимостями.

Таким образом, определяются все элементы фигур, в том числе и не измеряемые непосредственно. Однако совокупность образованных фигур еще не определяет их ориентирование и географическое положение (расположение на Земном шаре). Для этого необходимо дополнительно знать азимут или дирекционный угол одной из сторон и координаты одной из вершин этой системы фигур, абсолютную высоту вершины одной фигуры. И только после этого возможно путем вычислений определить положение каждой вершины фигуры и их высоты относительно отсчетной поверхности, т.е. координаты в пространстве.

Таков общий путь определения координат отдельных точек поверхности Земли, совокупность которых и дает систему геодезических знаков (пунктов) или опорную геодезическую сеть, относительно которых далее определяется положение любой точки местности. Государственная геодезическая сеть может быть сгущена путем развития между ее геодезическими пунктами геодезической сети сгущения.

Работы по созданию ГГС являются капитальными, сети должны быть рассчитаны для использования на длительное время, чтобы в будущем при возросших к ним требованиях не возникла необходимость их переделки.

По точности ГГС должны отвечать запросам, которые могут быть к ним предъявлены в будущем на территории всей страны или отдельных ее крупных территориальных комплексов, чтобы при необходимости увеличения числа геодезических пунктов можно было путем дополнительных работ производить сгущение существующей ГГС без ее переделки. Пункты ГГС должны быть закреплены по местности таким образом, чтобы на долгие годы была обеспечена их сохранность, постоянство положения и возможность быстрого и уверенного нахождения на местности.

*Плановые геодезические сети* строятся методами триангуляции, трилатерации или полигонометрии или их сочетанием и видоизменением в зависимости от требуемой точности.

*Высотные геодезические сети* создаются методами геометрического нивелирования, а при невозможности его применения - тригонометрическим нивелированием.

## 5.2. Плановые геодезические сети

### 5.2.1. Методы построения плановых геодезических сетей. ангуляция, трилатерация, полигонометрия

Три-

**Триангуляция** – от латин. «треугольник», это метод построения плановой геодезической сети в виде примыкающих друг к другу треугольников, в которых непосредственно измеряют все углы и длину одной стороны (базис).

Триангуляция является наиболее распространенным методом построения плановых геодезических сетей. Сущность метода триангуляции заключается в следующем (рисунок 5.1 а).

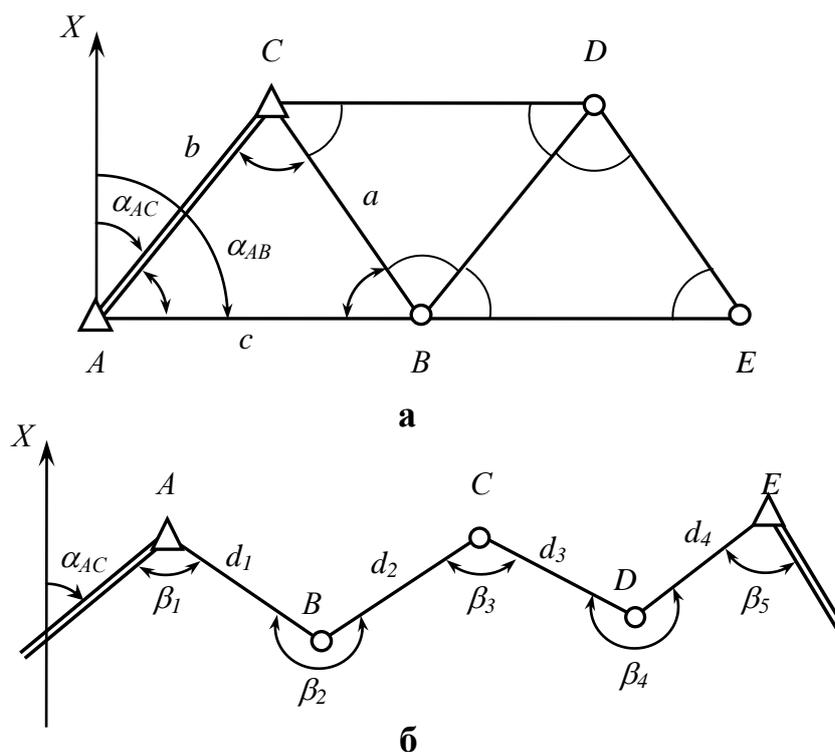
Пусть для первого (исходного) треугольника  $ABC$  сети триангуляции известны координаты геодезического пункта  $A (X_A; Y_A)$ , дирекционный угол  $\alpha_{AC}$  исходной стороны  $AC$ , длина стороны  $AC = b$  и углы  $A, B$  и  $C$ . Тогда путем вычислений можно получить дирекционные углы и длины остальных сторон, а затем и координаты геодезических пунктов  $B (X_B; Y_B)$  и  $C (X_C; Y_C)$ .

Длины сторон  $a$  и  $c$  вычисляют по теореме синусов

$$a = b \cdot \frac{\sin A}{\sin B}; \quad c = b \cdot \frac{\sin A}{\sin C}. \quad (5.1)$$

Координаты пунктов  $B$  и  $C$  получают по формулам прямой геодезической задачи

$$\begin{aligned} X_C &= X_A + b \cdot \cos \alpha_{AC}, & Y_C &= Y_A + b \cdot \sin \alpha_{AC} \\ X_B &= X_A + c \cdot \cos \alpha_{AB}, & Y_B &= Y_A + c \cdot \sin \alpha_{AB} \end{aligned} \quad (5.2)$$



а – триангуляция и трилатерация; б – полигонометрия

Рисунок 5.1 – Методы построения плановых геодезических сетей

Дирекционные углы в триангуляционном ряду вычисляют последовательно через измеренные углы треугольника по формулам

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{AB} &= \alpha_{AC} + \sphericalangle A \\ \alpha_{CB} &= \alpha_{AC} + 180^\circ - \sphericalangle C \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

Для решения последующего треугольника  $BCD$  исходными данными будут величины, полученные из решения первого треугольника  $ABC$  - координаты пунктов  $B$  и  $C$ , длина  $a$  и дирекционный угол  $\alpha_{CB}$  связующей стороны  $BC$ , а также измеренные углы  $B_2$ ,  $C_2$  и  $D$ . Координаты геодезического пункта  $D$  ( $X_D$ ;  $Y_D$ ) получают аналогично, применяя формулы (5.1) – (5.3).

Таким образом, решая последовательно треугольники триангуляции, находят длины всех сторон, их дирекционные углы, а затем и координаты всех геодезических пунктов сети триангуляции.

*Непосредственно измеренная сторона  $AC$  называется базисной, а начальный пункт  $A$  - исходным пунктом триангуляции* (рисунок 5.1 а).

Длину базисной стороны измеряют с помощью радио- или светодальномеров, а иногда получают путем вычисления из вспомогательной базисной сети. В качестве исходного пункта обычно принимают один из пунктов существующей сети. Реже при создании геодезических сетей определяют координаты исходного пункта из астрономических наблюдений.

**Трилатерация** – от латин. «трехсторонний», это метод построения плановой геодезической сети в виде примыкающих друг к другу треугольников, в которых непосредственно измеряют длины всех сторон.

Таким образом, геометрические схемы построения сетей триангуляции и трилатерации одинаковы, отличие состоит только в том, что в трилатерации вместо углов измеряют длины сторон треугольников. Из решения треугольников находят их углы, а затем вычисляют координаты всех вершин (рисунок 5.1 а).

Углы в треугольнике трилатерации находят по формулам тригонометрии через тангенсы половинных углов или по теореме косинусов

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \frac{A}{2} &= \frac{r}{p-a}; \quad \operatorname{tg} \frac{B}{2} = \frac{r}{p-b}; \quad \operatorname{tg} \frac{C}{2} = \frac{r}{p-c} \\ r &= \sqrt{\frac{(p-a)(p-b)(p-c)}{p}} \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

$$\cos A = \frac{(c^2 + b^2 - a^2)}{2 \cdot b \cdot c}, \quad (5.5)$$

где  $p$  - полупериметр треугольника  $ABC$ ;  
 $r$  - радиус вписанного круга.

Стороны треугольников обычно измеряют радио- или светодальномерами. Недостатком метода трилатерации является отсутствие надежного полевого контроля измерений. В последние годы метод трилатерации применяют совместно с методом триангуляции. Такое сочетание повышает точность создаваемых сетей.

**Полигонометрия** – от латин. «многоугольный, измеряю», это метод построения плановой геодезической сети в виде замкнутых или разомкнутых ломаных линий, в которых непосредственно измеряют горизонтальные углы и длины сторон (рисунок 5.1 б).

Углы в полигонометрии измеряют точными теодолитами, а стороны – мерными проволоками или светодальномерами. Все элементы построения измеряются непосредственно, а дирекционные углы и координаты вершин углов поворота вычисляют по формулам прямой геодезической задачи. Для этого должны быть известны координаты одного пункта и дирекционный угол одной из сторон. Система пересекающихся полигонометрических ходов составляет полигонометрическую сеть, точки пересечения таких ходов называют узлами.

### 5.2.2. Классификация государственной геодезической сети

Государственная геодезическая сеть как плановая, так и высотная подразделяется каждая на четыре класса, различающихся точностью измерения углов и линий, длиной сторон и последовательностью развития.

Геодезические сети 1 и 2 классов являются опорной астрономо-геодезической сетью РФ. Сеть 1 класса имеет наивысшую точность, охватывает всю территорию страны и предназначена служить основой для развития сетей низших классов и вычисления координат их пунктов в единой системе, а также доставлять фактические данные для решения научных задач геодезии, связанных с определением формы и размеров Земли, изучением деформаций земной коры и др.

Геодезические сети 2, 3 и 4-го классов имеют целью создание сети пунктов с определенной плотностью, необходимой для крупномасштабного картографирования, обеспечения строительства сооружений различного назначения и удовлетворения других потребностей народного хозяйства и обороны страны.

*ГГС 1 класса* (рисунок 5.2) строится в виде полигонов периметром 800-1000 км, состоящих из 4 звеньев триангуляции или полигонометрии длиной до 200 км, расположенных примерно по меридианам и параллелям. Звено триангуляции 1 класса состоит из цепи треугольников, близких к равносторонним, или из комбинации треугольников и геодезических четырехугольников. Звенья полигонометрии 1 класса состоят из вытянутых ходов, состоящих не более, чем из 10 сторон.

В целях повышения точности определения координат геодезических пунктов на концах звеньев полигона измеряют базисные стороны и определяют парные астрономические пункты - *пункты Лапласа*. Координаты пунктов

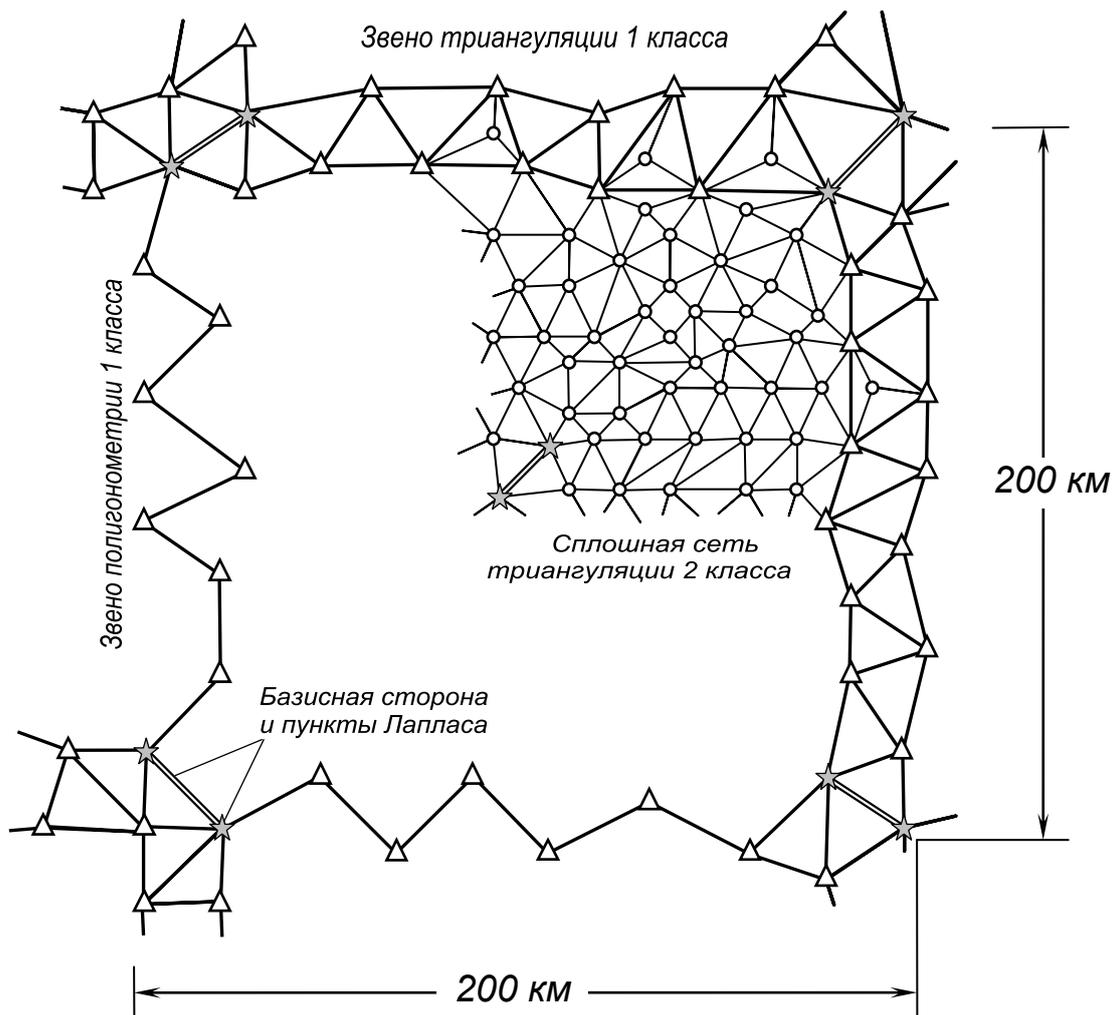


Рисунок 5.2 – Схема построения государственной геодезической сети

Лапласа - широта  $\varphi$ , долгота  $\lambda$  и азимут  $A$  - определяются из астрономических наблюдений со средними квадратическими отклонениями:

- широта -  $m_\varphi = \pm 0,3$ ;
- долгота -  $m_\lambda = \pm 0,45$ ;
- азимут -  $m_A = \pm 0,5$ .

Измерения базисных сторон способствуют повышению точности определения длин сторон треугольников, а определение координат пунктов Лапласа - повышению точности ориентирования сети в целом.

ГГС 2 класса (рисунок 5.2) строится внутри полигонов 1 класса в виде сплошной сети триангуляции или пересекающихся ходов полигонометрии. Внутри полигонов 1 класса на нескольких пунктах сети триангуляции 2 класса измеряются базисные стороны и производятся астрономические определения координат пунктов Лапласа.

ГГС 3 и 4 классов являются сетями сгущения и строятся в виде отдельных систем или пунктов, опирающихся на стороны сети высшего класса.

Таблица 5.1 - Характеристика государственной геодезической сети по классам точности

<b>Триангуляция</b>					
Класс	Схема построения	Длина стороны, км	Точность измерений		
			астрономического азимута	угла	базисной стороны
1	Звенья до 200 км, полигоны периметром 800-1000 км	20 и >	0",5	0",7	1 : 400 000
2	Сплошная сеть треугольников внутри полигона 1 класса	7-20	0",5	1"	1 : 300 000
3	Вставки жестких систем или отдельных пунктов	5-8	-	1",5	1 : 200 000
4		2-5	-	2"	1 : 200 000
<b>Полигонометрия</b>					
Класс	Предельная длина хода, км	Длина стороны, км	Точность измерений		
			астрономического азимута	угла	стороны хода
1	200	20-25	0",5	0",4	1 : 300 000
2	200	по особой программе	0",5	1"	1 : 250 000
3	60	не менее 3	-	1",5	1 : 200 000
4	35	не менее 2	-	2"	1 : 150 000

Основные показатели государственной геодезической сети по классам точности приведены в таблице 5.1. Построение государственной геодезической сети методом трилатерации детально не регламентировано.

### 5.2.3. Пункты государственной геодезической сети

Пункты государственной геодезической сети определены на всей территории страны в единой системе координат и закреплены на местности особым образом. Пункты ГГС состоят из двух основных частей: центра пункта и геодезического знака.

**Центр пункта** – это подземное сооружение в виде бетонных монолитов, железобетонных пилонов, свай или металлических труб с зацементированными марками.

Центр пункта устанавливается для обозначения точки и призван обеспечить ее неизменное положение и долговременную сохранность.

Для облегчения нахождения центра рядом с ним располагают опознавательный столб с охранной плитой.

В зависимости от физико-географических условий и грунта применяются различные конструкции центров стандартных типов с глубиной их заложения в земле (рисунок 5.3 а). Для закрепления пунктов ГГС всех классов в районах неглубокого до 1,5 м промерзания грунта применяются центры типа 1, свыше 1,5 м промерзания грунта – типа 2 и для скальных грунтов – типа 4.

*Геодезический знак* – это наружное сооружение, имеющее визирную цель, столик для установки приборов и площадку для наблюдателя.

Геодезический знак устанавливается над центром пункта и служит для обеспечения видимости между смежными пунктами, производства угловых и линейных измерений.

Конструкция геодезических знаков зависит от физико-географических условий местности - рельефа, залесенности района, а также от расстояний между пунктами. Различают три типа геодезических знаков: пирамиду, простой сигнал и сложный сигнал (рис. 5.3, б).

*Пирамиды* строят в открытых районах при наличии видимости на смежные пункты с земли. Они бывают трех или четырехгранными с высотой от 5 до 8 м. Теодолит устанавливают на штативе под пирамидой.

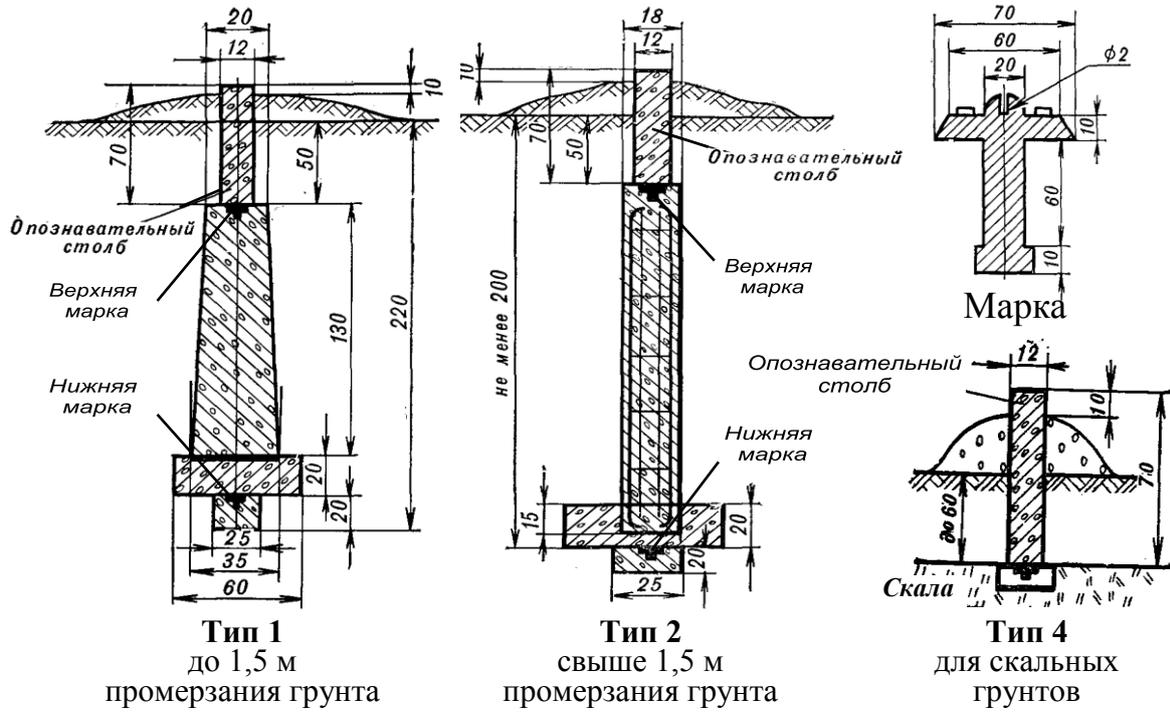
*Простой сигнал* состоит из двух изолированных пирамид – внутренней и наружной. Внутренняя пирамида служит подставкой для геодезического прибора, а наружная имеет площадку для работы наблюдателя и визирную цель. Простые сигналы позволяют поднять теодолит на высоту до 10 м.

*Сложный сигнал* представляет собой единую конструкцию, в которой внутренняя пирамида опирается на столбы наружной пирамиды ниже площадки для наблюдателя. Столик для прибора может располагаться над поверхностью земли на высоте 11-40 м, а иногда и более.

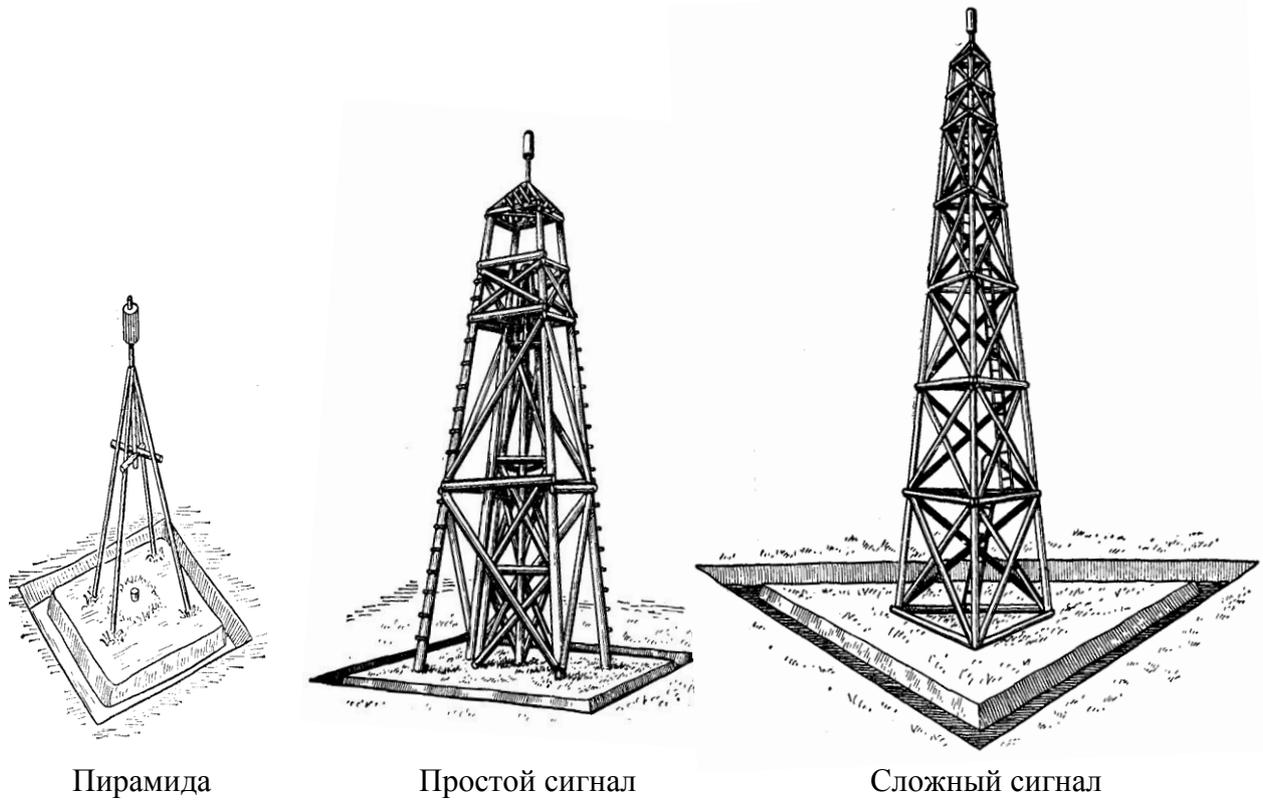
Помимо стационарных геодезических знаков могут применяться, особенно в безлесных районах, временные разборные знаки. Они устанавливаются над центрами пунктов только на период угловых и линейных измерений. Разборные знаки собирают из стальных труб и отдельных сварных секций.

На каждый геодезический пункт составляется карточка (рисунок 5.4 а). Данные о пунктах ГГС сводят в каталоги, в которых указывают: название, класс и местоположение пункта; типы знаков и центров, координаты пунктов; дирекционные углы сторон сети и их длины (рисунок 5.4 б).

Каталоги координат хранят вместе с топографическими картами.



а



б

а – центр пункта; б – геодезический знак

Рисунок 5.3 – Пункты государственной геодезической сети

<b>КАРТОЧКА ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ПУНКТА</b>	
ПУНКТ <u>полигонометрии 4 класса</u> (триангуляции, полигонометрии, нивелирования, класс, разряд) <u>6239</u>	Город <u>г. Воронеж</u>
ЦЕНТР (название или номер, тип знака, пункта) - стандартный, тип <u>160</u> в соответствии с «Правилами закладки центров и реперов на пунктах геодезической и нивелирной сетей» Роскартография 1993 г.	
<p style="text-align: center;">Схема местоположения</p> <p>Масштаб</p>	<p style="text-align: center;">Описание местоположения</p> <p><i>Воронеж, гор., в 2,8 км к западу от п. тр. «Усть-Песчанка», в 2,5 км к северо-востоку от п. тр. «Южный», в 1,0 км к северу от индивидуальных садов, на территории аэродрома</i></p>
	<p>Наружный знак <i>Ох. – опознават. столб</i></p>
Высота верхней марки над уровнем земли	<u>- 13 см</u>
Дата	<u>июль 1997г.</u>
Исполнитель	<u>Иванов С. М. Нач. партии</u> <u>Петров А. Д.</u>

**а**

**ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ СЛУЖБА**  
**АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНОГО УПРАВЛЕНИЯ г. ВОРОНЕЖА**  
Выписка из каталога координат пунктов триангуляции, пунктов полигонометрической сети и отметок реперов нивелирования по городу Воронежу

Названия и № пунктов и реперов	Местоположение пункта, репера	Координаты в системе		Дирекционные углы	Длина стороны в метрах	Отметка в городской системе
		X	Y			
<i>n n 6239</i>		<i>-4503,337</i>	<i>-4599,595</i>			<i>159,521</i>
				<i>116°31'35"</i>	<i>751,408</i>	
<i>n n 6790</i>		<i>-4838,924</i>	<i>-3927,289</i>			<i>155,022</i>

Начальник отдела планирования и застройки города Дунь А.И.      Выписку произвел: Попов В.С.      Выписку проверил: Ким К.В.

**б**

Рис. 5.4. Карточка геодезического пункта (а) и выписка из каталога координат пунктов и отметок реперов (б)

#### 5.2.4. Плановые сети сгущения и съемочные сети

Для обеспечения съемочных и инженерно-геодезических работ на участках строительства необходима густая сеть опорных пунктов, порядка 4-16 пунктов на 1 км<sup>2</sup>. Пункты ГГС создаются до плотности один пункт на 35-50 км<sup>2</sup>, поэтому возникает потребность в создании дополнительных геодезических сетей - сетей сгущения и съемочных сетей. При обеспечении инженерно-геодезических работ, связанных с большим объемом разбивочных работ или требующих особо высокой точности, создаются сети специального назначения, например строительная сетка. Особенности построения строительной сетки будут рассмотрены в последующей лекции.

**Плановые сети сгущения** могут создаваться как самостоятельными, так и в дополнение к ГГС. В зависимости от методов построения эти сети подразделяются на аналитические сети 1 и 2 разрядов, развиваемые методами триангуляции или трилатерации, и на полигонометрические сети 1 и 2 разрядов, развиваемые методами полигонометрии. Пункты сетей сгущения закрепляются постоянными центрами и знаками, как и пункты ГГС.

*Аналитические сети 1 и 2 разрядов* строятся из сплошной сети треугольников, цепочки треугольников или отдельных пунктов, получаемых засечками от пунктов ГГС. При определении пунктов аналитической сети засечками могут применяться прямая, обратная или комбинированная засечки. Причем углы между смежными направлениями при определяемом пункте должны быть в пределах 30-150°.

*Полигонометрические сети 1 и 2 разрядов* строят в закрытой местности в виде одиночных ходов или систем ходов с узловыми точками, опирающихся на пункты ГГС.

Характеристика плановых сетей сгущения по разрядам точности представлена в таблице 5.2.

**Плановые съемочные сети** создаются с целью сгущения геодезических пунктов высших классов и разрядов до плотности, необходимой для производства топографических съемок в заданном масштабе. Так, общее количество точек съемочного обоснования и пунктов геодезических сетей на 1 км<sup>2</sup> территории при съемках масштабов 1:5000, 1:2000 и 1:1000 должно быть не менее 4, 12 и 16 соответственно.

Точность определения точек съемочного обоснования должна удовлетворять требованиям съемки в заданном масштабе. Поэтому ставится условие, чтобы предельная погрешность координат точек съемочного обоснования не превышала предельной графической точности, т.е. 0,2 мм на плане.

Характеристика плановых съемочных сетей по масштабам съемки представлена в таблице 5.3.

Таблица 5.2 - Характеристика плановых сетей сгущения по разрядам точности

Характеристика сети	Аналитические		Полигонометрические	
	1 разряда	2 разряда	1 разряда	2 разряда
1. Точность измерения угла	5''	10''	5''	10''
2. Точность измерения базисной стороны (сторон хода)	1 : 50 000	1 : 20 000	1 : 10 000	1 : 5000
3. Длина сторон, км	0,5 ... 5	0,25 ... 3	0,12 ... 0,8	0,08 ... 0,35
4. Наименьшее значение угла треугольника	20 <sup>0</sup>	20 <sup>0</sup>	-	-
5. Предельная длина цепи треугольников (хода), км	5	3	5	3
6. Число треугольников (сторон хода)	10	10	15	15

Таблица 5.3 - Характеристика плановых съемочных сетей по масштабам съемки

Характеристика сети	Масштаб съемки		
	1 : 5000	1 : 2000	1 : 1000
1. Количество точек съемочного обоснования на 1 км <sup>2</sup>	4	12	16
2. Предельная погрешность определения координат точек съемочного обоснования	не должна превышать графическую точность, не более 0,2 мм на плане		

Так как съемочное обоснование создается для решения частной задачи, то его точки закрепляют, как правило, временными знаками: металлическими костылями, штырями и трубами, деревянными столбами и кольями, а также гвоздями, вбитыми в пни и столбы. При необходимости съемочные сети можно использовать для определения землеотвода и обеспечения геодезических разбивочных работ.

#### 5.2.5. Методы построения сетей сгущения и съемочных сетей

Для определения координат точек съемочного обоснования применяют теодолитный ход, триангуляцию, прямую, обратную и комбинированную засечки. Выбор метода создания съемочного обоснования зависит от условий местности и задания.

В открытых районах для определения пунктов выгодно использовать *триангуляцию*, в равнинных залесенных и застроенных районах - *теодолитный ход*. Плановое положение отдельных точек целесообразно определять *прямыми, обратными или комбинированными засечками*.

## Теодолитные ходы

Теодолитные ходы представляют собой ломаную линию и бывают замкнутыми, разомкнутыми и висячими. Замкнутый ход (рисунок 5.5 а) начинается и заканчивается на одном и том же исходном пункте. Разомкнутый ход (рисунок 5.5 б) начинается на одном исходном пункте, а заканчивается на другом. Висячий ход (рисунок 5.5 в) заканчивается на определенной точке. Висячий ход, по существу, является бесконтрольным и допускается длиной не более 150-500 м (в зависимости от масштаба съемки). При создании съемочного обоснования на больших площадях прокладывают систему теодолитных ходов в виде замкнутых полигонов или сетей с узловыми точками. Уравнивание и вычисление координат теодолитного хода производят по методике, изложенной ранее для угломерной (теодолитной) съемки местности.

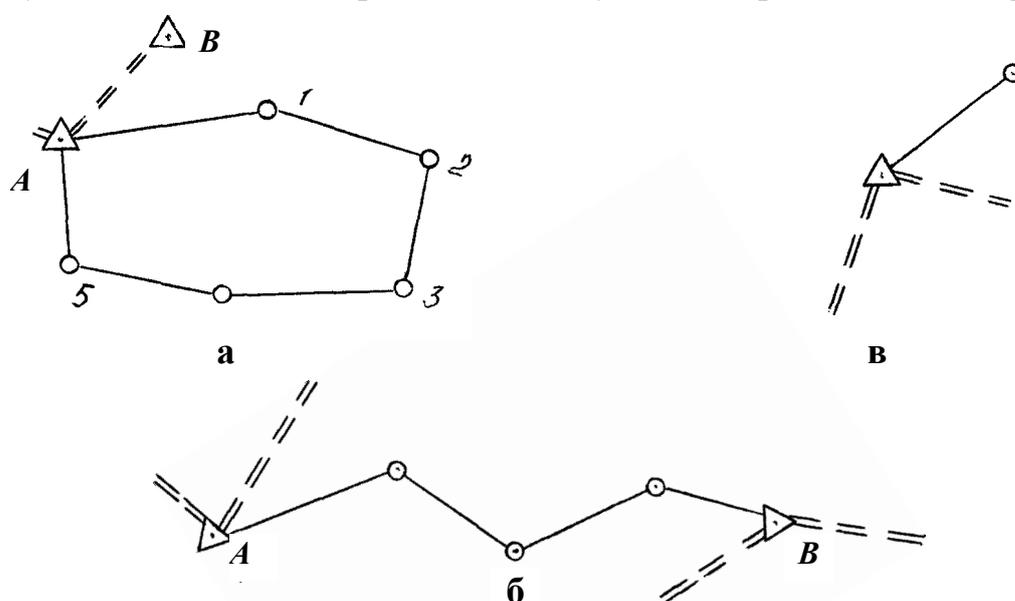
Проект теодолитного хода составляют на картах и планах крупных масштабов. При этом стремятся точки поворота хода располагать равномерно на участке съемки в местах, удобных для обозрения и измерения.

Длины сторон хода должны быть не более 350 м и не менее 40 м. При малых длинах сторон хода возрастают погрешности измерения углов из-за неточной установки теодолита и вех и увеличивается число точек поворота, а при больших - усложняются подготовка трассы и линейные измерения.

Протяженность хода между исходными пунктами (узловыми точками) не должна превышать для масштабов: 1:5000 - 5 км, 1:2000 - 2 км, 1:1000 - 1,2 км.

На незастроенных территориях предельные длины теодолитных ходов допускается увеличивать на 50%. Проект уточняется в результате рекогносцировки. Намеченные точки поворота теодолитного хода закрепляют на местности временными знаками (кольями, столбами).

Для прокладки теодолитных ходов применяют технические теодолиты 30-секундной точности. Горизонтальные углы измеряют полным приемом. Ес-



а – замкнутый; б – разомкнутый; в - висячий  
Рисунок 5.5 – Схемы теодолитных ходов

ли для измерения углов применяют оптический теодолит, то измерения должны производиться без перестановки лимба между полуприемами. Угловые невязки в теодолитных ходах не должны превышать двойной точности инструмента ( $\Delta \text{дон} f_\beta = 2 \cdot m_\beta \cdot \sqrt{n}$ ). Длины линий в теодолитном ходе измеряют в прямом и обратном направлениях оптическими дальномерами или мерными лентами. Расхождение между результатами прямого и обратного измерений не должно превышать 1/2000, а при неблагоприятных условиях измерений (пашня, кустарник) - 1/1000.

Введение поправки за компарирование обязательно, если длина мерного прибора отличается от номинальной более чем на 1/1000. В длины линий, имеющих угол наклона более  $2^\circ$ , необходимо вводить поправку за наклон. Кроме того, если разность температуры воздуха при компарировании ленты и измерении превышает  $8^\circ\text{C}$ , то в длины линий вводится поправка за температуру.

### Геодезические засечки

Геодезические засечки применяют для определения координат пунктов в открытой и полузакрывтой местности.

**Прямая геодезическая засечка** – это способ определения координат какой-либо точки по известным координатам двух исходных пунктов и измеренным горизонтальным углам в этих пунктах между направлениями на исходный пункт и определяемую точку.

Координаты точки  $P (X_P; Y_P)$  относительно пунктов  $A (X_A; Y_A)$  и  $B (X_B; Y_B)$  определяются через тангенсы дирекционных углов  $\alpha_{AP}$  и  $\alpha_{BP}$  направлений на определяемую точку  $P$  из соотношений обратной геодезической задачи (рисунок 5.6) по формулам

$$\text{tg} \alpha_{AP} = \frac{Y_P - Y_A}{X_P - X_A}; \quad \text{tg} \alpha_{BP} = \frac{Y_P - Y_B}{X_P - X_B}. \quad (5.6)$$

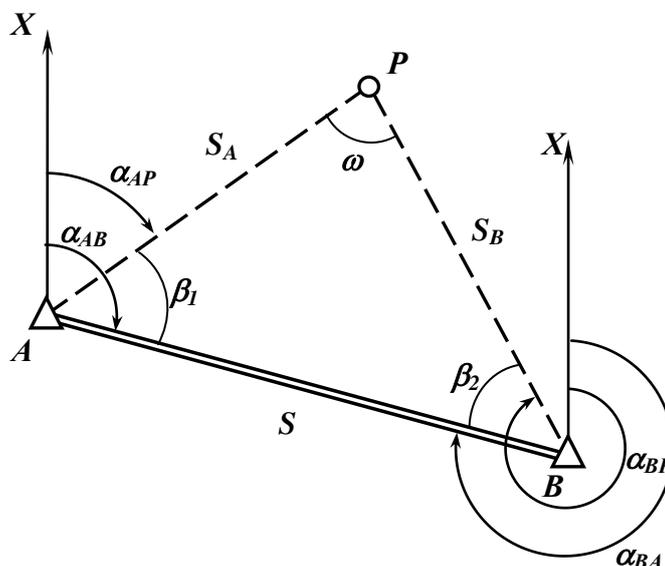


Рисунок 5.6 – Прямая и комбинированная геодезические засечки

Дирекционные углы направлений на определяемую точку  $P$  находят как алгебраическую разность прямого  $\alpha_{AB}$  (или обратного  $\alpha_{BA}$ ) дирекционного угла исходного направления  $AB$  (или  $BA$ ) и измеренного горизонтального угла  $\beta_1$  (или  $\beta_2$ ) по формулам

$$\alpha_{AP} = \alpha_{AB} - \beta_1; \quad \alpha_{BP} = \alpha_{BA} + \beta_2. \quad (5.7)$$

Из соотношений (5.6) следует

$$\left. \begin{aligned} Y_P &= Y_A + (X_P - X_A) \cdot \operatorname{tg} \alpha_{AP} \\ Y_P &= Y_B + (X_P - X_B) \cdot \operatorname{tg} \alpha_{BP} \end{aligned} \right\}. \quad (5.8)$$

В полученной системе уравнений два неизвестных  $X_P$  и  $Y_P$ . Вычтя из второго уравнения первое и проведя соответствующие преобразования, получим

$$X_P = \frac{X_A \cdot \operatorname{tg} \alpha_{AP} - X_B \cdot \operatorname{tg} \alpha_{BP} + Y_B - Y_A}{\operatorname{tg} \alpha_{AP} - \operatorname{tg} \alpha_{BP}}. \quad (5.9)$$

Прямую засечку можно применять и в закрытых районах. В этом случае видимость с исходных пунктов на определяемую точку достигается установкой вех (шестов) с отличительными флажками.

Засечка с двух пунктов называется однократной. Для оценки ее точности пользуются формулой

$$M_{XV} = 0,005 \cdot m_\beta \cdot \operatorname{cosec} \omega \cdot \sqrt{S_A^2 + S_B^2}, \quad (5.10)$$

где  $m_\beta$  - точность измерения угла;

$\omega$  - угол при определяемой точке (угол засечки);

$S_A$  и  $S_B$  - расстояния от определяемой точки до исходных пунктов, км.

Во избежание больших погрешностей определения координат угол засечки  $\omega$  должен быть в пределах  $30-150^\circ$ . Погрешности измерений в прямой засечке с двух пунктов не могут быть обнаружены в процессе вычислений, поэтому такая засечка считается бесконтрольной. Для обеспечения необходимой надежности определяемые точки должны засекаться с трех исходных пунктов. Сходимость результатов вычисления из двух комбинаций исходных пунктов в пределах установленного допуска служит мерой контроля качества полевых измерений и вычислений. За окончательное значение координат определяемой точки принимается среднее арифметическое из двух комбинаций.

**Комбинированная геодезическая засечка** является разновидностью прямой засечки, но в отличие от нее образуется при измерении угла на определяемой точке и угла на одном из исходных пунктов, например, углов  $\omega$  и  $\beta_1$  (рисунки 5.6).

Практически в целях контроля выполняют несколько больше измерений. Наиболее распространена засечка с 4-мя измеренными углами. Вычисление координат точек, определяемых с помощью комбинированной засечки, производится по тем же формулам, что и для прямой засечки.

Для оценки точности комбинированной засечки с двух пунктов применяют формулу

$$M_{XV} = 0,005 \cdot m_{\beta} \cdot \cos \varepsilon \omega \cdot \sqrt{S^2 + S_{A(B)}^2}, \quad (5.11)$$

где  $S$  - расстояние между исходными пунктами.

**Обратная геодезическая засечка** – это способ определения координат какой-либо точки по измеренным горизонтальным углам в этой точке между направлениями на три исходные пункта с известными координатами.

По затратам времени обратная засечка является более экономичным способом определения координат точки по сравнению с прямой и комбинированной засечками, так как горизонтальные углы измеряются только на одной определяемой точке.

Координаты точки  $P (X_P; Y_P)$  относительно пунктов  $A (X_A; Y_A)$ ,  $B (X_B; Y_B)$  и  $C (X_C; Y_C)$  определяются через котангенсы дирекционных углов  $\alpha_{AP}$  и  $\alpha_{BP}$  направлений с исходных пунктов на определяемую точку  $P$  по формулам (рисунок 5.7)

$$\left. \begin{aligned} X_P &= X_A + (Y_P - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} \\ Y_P &= Y_B + \frac{(Y_B - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + (X_A - X_B)}{\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}} = \\ &= Y_B + \frac{\Delta Y_{BA} \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + \Delta X_{AB}}{\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}} \end{aligned} \right\} \quad (5.12)$$

Котангенс дирекционного угла  $\alpha_{AP}$  определяется через котангенсы измеренных горизонтальных углов  $\beta_1$  и  $\beta_2$  по формуле

$$\begin{aligned} \operatorname{ctg} \alpha_{AP} &= \frac{(X_A - X_B) \cdot \operatorname{ctg} \beta_1 + (X_A - X_C) \cdot \operatorname{ctg} \beta_2 + (Y_B - Y_C)}{(Y_A - Y_B) \cdot \operatorname{ctg} \beta_1 + (Y_A - Y_C) \cdot \operatorname{ctg} \beta_2 + (X_B - X_C)} = \\ &= \frac{\Delta X_{AB} \cdot \operatorname{ctg} \beta_1 + \Delta X_{AC} \cdot \operatorname{ctg} \beta_2 + \Delta Y_{BC}}{\Delta Y_{AB} \cdot \operatorname{ctg} \beta_1 + \Delta Y_{AC} \cdot \operatorname{ctg} \beta_2 + \Delta X_{BC}} \end{aligned} \quad (5.13)$$

Дирекционный угол  $\alpha_{BP}$  определяется как алгебраическая разность дирекционного  $\alpha_{AP}$  и горизонтального  $\beta_1$  углов по формуле

$$\alpha_{BP} = \alpha_{AP} + \beta_1. \quad (5.14)$$

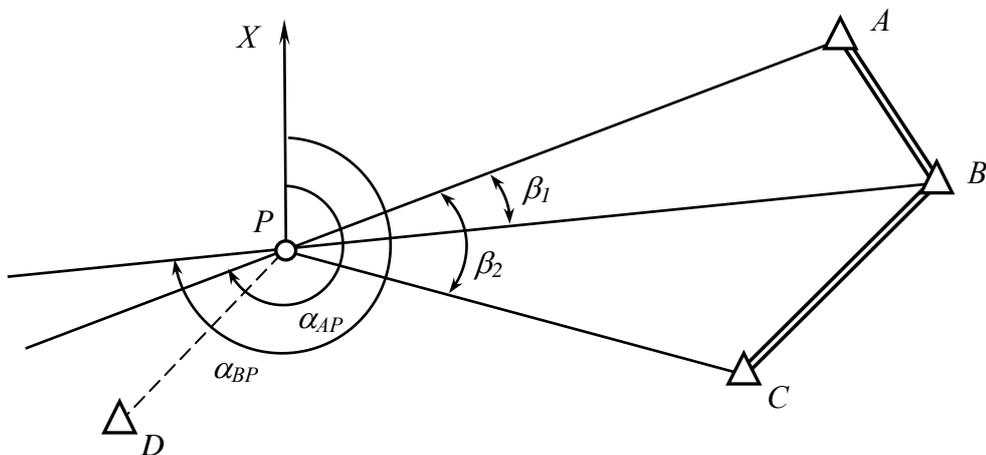


Рисунок 5.7 – Обратная геодезическая засечка

Обратная засечка по трем пунктам является бесконтрольной. Погрешности в угловых измерениях и исходных данных в процессе обработки материалов не обнаруживаются. Поэтому для контроля вычислений используют координаты четвертого геодезического пункта с известными координатами. На рисунке 5.7 это пункт  $D$  с координатами  $(X_D; Y_D)$ .

В ходе контрольных вычислений применяют формулы

$$Y_{P, \text{контр}} = Y_B + \frac{X_P - X_D}{Y_P - Y_D}, \quad (5.15)$$

$$PD = \sqrt{(X_P - X_D)^2 + (Y_P - Y_D)^2}, \quad (5.16)$$

$$\frac{Y_P - Y_D}{\sin \alpha_{DP}} = \frac{X_P - X_D}{\cos \alpha_{DP}}. \quad (5.17)$$

### 5.3. Высотные геодезические сети

Для создания планов и карт значительной территории земельного участка необходимо строить на всю эту территорию не только плановые, но и высотные опорные геодезические сети, которые обеспечат высотную основу всех видов геодезических работ.

Высотной основой геодезических работ являются **нивелирные сети**.

**Нивелирная сеть** – это совокупность закрепленных на местности нивелирных пунктов, абсолютные высоты которых определены в Балтийской системе высот.

Нивелирные сети подразделяются на:

- государственную нивелирную сеть РФ;
- нивелирные сети сгущения;
- высотные съемочные сети.

Нивелирные сети, также как и плановые, строятся по принципу перехода от общего к частному, то есть первоначально на обширной территории строят сети с редкими пунктами, но превышения и отметки точек определяют с высокой точностью. Затем от этих нивелирных пунктов уже при меньшей точности измерений строят нивелирные сети сгущения, переходя постепенно к пунктам непосредственного высотного съемочного обоснования.

Высотные геодезические сети могут создаваться методами геометрического и тригонометрического нивелирования, а иногда - барометрическим нивелированием.

### 5.3.1. Нивелирная сеть страны. Классификация нивелирных сетей

**Государственная нивелирная сеть страны (ГНС)** является главной высотной основой топографических съемок всех масштабов и геодезических измерений, проводимых для удовлетворения потребностей народного хозяйства и обороны страны.

В зависимости от точности определения высот и решаемых задач государственная нивелирная сеть РФ делится на сети I, II, III, IV классов.

Нивелирные сети I и II классов предназначены для создания единой сети высот на всей территории страны и решения различных научных проблем: для изучения вековых движений суши, определения разностей высот морей и океанов, изучения фигуры физической поверхности земли и др. Нивелирные сети III и IV классов являются сетями сгущения.

*Нивелирная сеть I класса* (рисунок 5.8) строится по заранее обусловленным направлениям, преимущественно вдоль железных и шоссейных дорог, и связывается с основными морскими водомерными постами. Линии I класса образуют полигоны периметром 3000-4000 км. Высоты определяют геометрическим нивелированием с применением наиболее точных приборов и методов наблюдения. Эти работы повторяют через каждые 25 лет.

*Нивелирные сети II класса* (рисунок 5.8) опираются на реперы (знаки) нивелирования I класса и образуют полигоны периметром 500-600 км. В районах, не обеспеченных ходами нивелирования I класса, сети II класса могут создаваться самостоятельно в виде смежных полигонов с таким же периметром. Ходы нивелирования II класса прокладывают вдоль железных, шоссейных и улучшенных грунтовых дорог, а также вдоль больших рек. Линии II класса должны быть связаны с морскими водомерными постами, а также с основными водомерными постами на больших реках.

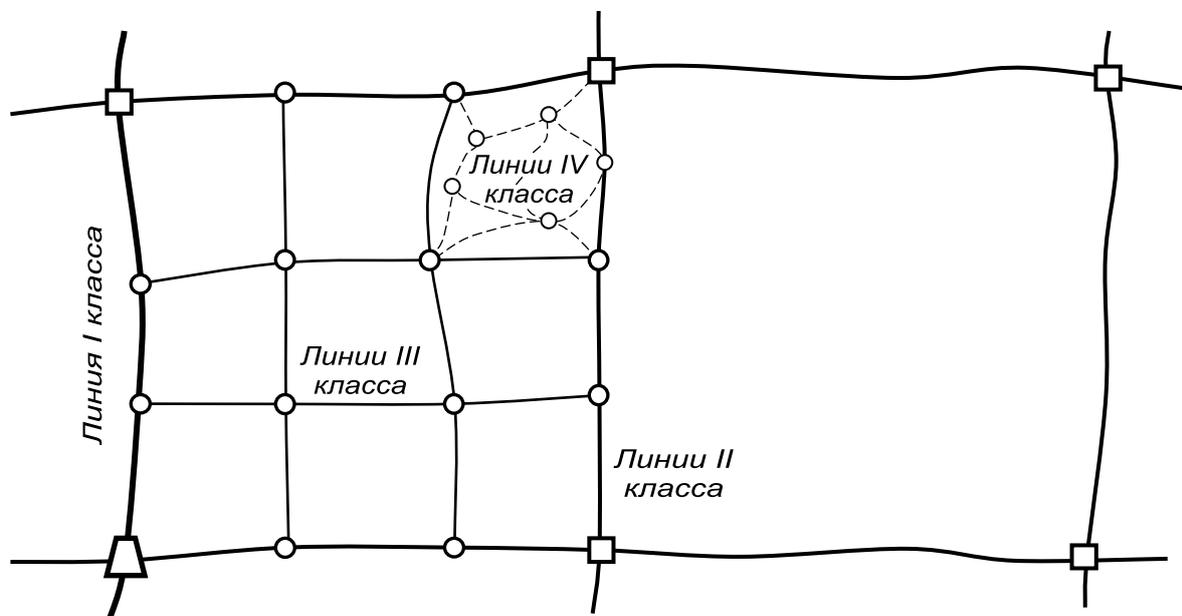


Рисунок 5.8 – Схема построения государственной нивелирной сети

Таблица 5.4 – Характеристика государственной нивелирной сети по классам точности

Класс	Максимальная длина визирного луча, м	Допустимая невязка в полигоне, мм	Виды ходов	Типы реперов и расстояние между ними
I	50	$\pm 3\sqrt{L}$	Полигоны периметром 3000-4000 км	Фундаментальные реперы через 50-80 км. Грунтовые или стенные реперы через 5-15 км
II	65	$\pm 5\sqrt{L}$	Полигоны периметром 500-600 км	Фундаментальные реперы через 50-80 км. Грунтовые или стенные реперы через 5-7 км
III	75	$\pm 10\sqrt{L}$	Полигоны периметром 150-200 км	Грунтовые или стенные реперы через 5-7 км
IV	100	$\pm 20\sqrt{L}$	Отдельные ходы или системы ходов до 60 км	Грунтовые или стенные реперы через 5-7 км

*Нивелирные сети III класса* развиваются внутри полигонов I и II классов в виде отдельных ходов или в виде систем пересекающихся ходов с таким расчетом, чтобы разбить каждый полигон нивелирования II класса на 4-9 полигонов с периметром 150-200 км. При необходимости обеспечения топографических съемок и других инженерно-геодезических работ периметр полигонов III класса может быть сокращен до 60 км.

*Нивелирные сети IV класса* строятся внутри полигонов старших классов в виде одиночных ходов и систем пересекающихся в узловых точках ходов. Нивелирные ходы IV класса служат непосредственным высотным обоснованием для всех топографических съемок местности, а также вместе с ходами III класса обеспечивают передачу высот на все пункты триангуляции и полигонометрии, расположенные на участке съемки.

Основные показатели государственной нивелирной сети РФ по классам точности приведены в таблице 5.4.

Государственная нивелирная сеть РФ закрепляется *специальными высотными знаками - реперами* (рисунок 5.9). Нивелирные сети I и II классов через каждые 50-80 км и в узловых точках закрепляются особо устойчивыми фундаментальными реперами. Кроме того, через каждые 5-15 км на линиях нивелирования I класса и 5-7 км на линиях нивелирования II, III, IV классов закладывают грунтовые или стенные реперы. Стенные реперы закладывают в фундаментах кирпичных или бетонных зданий, а также в отвесных стенах выходов скальных пород.



*Стенной репер* (рисунок 5.9 а) отливается из чугуна. На его передней торцевой части помещаются начальные буквы организации, выполняющей работы. Отверстия для закладки репера в стенах и фундаментах зданий и сооружений пробиваются шлямбуром, отбойным молотком или высверливаются механическим буром. Размеры отверстия: по диаметру - 4 см, по глубине - 12 см. После промывки отверстие заполняется цементным раствором пластичной консистенции (1:2), в который вдавливают репер так, чтобы торцовая часть его выступала наружу на 5 см. Аналогичным образом стенной репер закладывается и в скальную породу. Вводить в эксплуатацию стенной репер следует через 3 дня после его закладки. В качестве внешнего оформления стенного репера служит охранная плита, отливаемая из чугуна или силумина и имеющая надпись рельефными буквами «Геодезический пункт. Охраняется государством». Охранная плита прикрепляется к стене здания (сооружения) рядом со стенным репером или над ним с помощью зацементированных в стену болтов.

*Фундаментальный репер* (рисунок 5.9 б) представляет собой монолитное железобетонное сооружение с фундаментом 150x150x40 см. Верхняя часть репера должна располагаться на 1 м ниже земной поверхности, а нижняя его часть (основание фундамента) - на 1 м ниже границы наибольшего промерзания грунта. При изготовлении репера в его верхнем торце располагают марку. Над репером на глубине 30 см укладывается опознавательная плита диаметром 50 см.

Внешним оформлением фундаментального репера служит железобетонный опознавательный столб с охранной плитой, устанавливаемый в 1,5 м от репера в направлении наименее вероятного заезда на репер случайного транспорта. Опознавательный столб состоит из железобетонного пилона сечением 16x16 см, длиной 2,1 м и бетонного якоря диаметром 50 см, толщиной 20 см (или размером 50x50x20 см). Верхний конец опознавательного столба должен иметь скосы на две грани. К одной из плоскостей верхней части столба при его изготовлении прикрепляется на болтах охранная плита, которая должна быть обращена в сторону репера. Глубина закладки опознавательного столба должна быть такой, чтобы верхняя грань его бетонного якоря располагалась на 80 см ниже земной поверхности. Надземная часть опознавательного столба окрашивается масляной краской яркого цвета. Канава вокруг репера не делается.

*Грунтовый репер типа 4* (рисунок 5.9 в) применяется в южной части зоны с сезонным промерзанием грунтов, ограничиваемой с севера линией Ужгород - Харьков - Актюбинск - Караганда - Семипалатинск - оз. Зайсан. Репер состоит из железобетонного пилона сечением 16x16 см и бетонного якоря диаметром 50 см и толщиной 20 см (или размером 50x50x20 см) с отверстием в середине размером 20x20 см для установки в него пилона. При изготовлении железобетонного пилона в его верхнем торце располагают марку, а к одной из плоскостей верхней его части прикрепляют на болтах охранную плиту. Длина пилона принимается такой, чтобы его верхняя часть располагалась на 50 см выше земной поверхности, а основание - на 20 см ниже границы наибольшего

промерзания грунта. Надземная часть репера окрашивается масляной краской ярких цветов (оранжевый, желтый, красный).

Внешним оформлением грунтового репера типа 4, помимо выступающей его части, служит кольцевая канава диаметром 1,5 м (по ее оси) и сечением: по нижнему основанию - 10 см, по верхнему - 60 см, по высоте - 30 см. Часть грунта из канавы укладывается вокруг выступающей части репера в виде кургана.

*Грунтовой репер типа 5* (рисунок 5.9 г) применяется в северной части зоны сезонного промерзания грунтов (к северу от указанной выше границы). Сечение железобетонного пилон принимает равным 16x16 см. Пилон может быть заменен отрезком асбоцементной трубы той же длины и диаметром 14-16 см, заполненной бетоном. Верхняя часть репера, несущая марку, должна располагаться на 50 см ниже земной поверхности, а нижняя его часть (основание якоря) - на 50 см ниже границы наибольшего промерзания грунта. Диаметр (или сторона) бетонного якоря для данного типа репера принимает равным 60 см, а его высота - 20 см.

Внешним оформлением грунтового репера типа 5 служит железобетонный опознавательный столб с охранной плитой, который изготавливается и устанавливается по требованиям для закладки фундаментальных реперов.

В северных труднодоступных районах зоны с сезонным промерзанием грунтов разрешается железобетонные пилоны в реперах типа 5 заменять металлическими трубами той же длины, диаметром 60 мм при толщине стенок не менее 3 мм (*грунтовой репер типа б*). Опознавательные столбы также делают из труб диаметром 60 мм и длиной 2,5 м. К верхней части трубы привариваются металлические пластины, к которым на болтах прикрепляется охранная плита. Нижняя часть трубы должна иметь бетонный якорь размером 50x50x20 см или диаметром 35 см и высотой 50 см. К верхней части трубы приваривается заглушка, труба покрывается антикоррозийным материалом и окрашивается масляной краской яркого цвета.

### 5.3.2. Нивелирные сети сгущения и высотные съемочные сети

***Нивелирные сети сгущения*** являются высотным обоснованием топографической съемки масштабов 1:5000 - 1:500 и геодезических работ, проводимых в процессе строительства и эксплуатации инженерных сооружений. В зависимости от размеров снимаемой площади и требуемой точности инженерно-геодезических работ сети сгущения развивают геометрическим нивелированием II, III и IV классов или техническим нивелированием.

Нивелирные сети сгущения создаются в виде отдельных ходов, систем ходов (полигонов) или в виде самостоятельной сети и привязываются не менее, чем к двум исходным нивелирным реперам сетей высшего класса. Нивелирные ходы сети сгущения закрепляются грунтовыми или стенными реперами. В нивелирных ходах II класса реперы закладываются не реже, чем через 2 км на за-

строенных территориях и не реже, чем через 5 км на незастроенных территориях. В нивелирных ходах III и IV классов реперы устанавливают через 0,2-0,8 км на застроенных территориях и через 0,5-2 км на незастроенных территориях.

Основные показатели нивелирных сетей сгущения по классам точности приведены в таблице 5.5.

**Высотные съёмочные сети** служат непосредственным высотным обоснованием топографических съёмок всех масштабов. Высотные съёмочные сети могут создаваться отдельно или совместно с плановой основой техническим нивелированием геометрическим или тригонометрическим способом.

Таблица 5.5 - Характеристика нивелирных сетей сгущения

Класс	Минимальная высота визирного луча, м	Максимальная длина визирного луча, м	Допустимая невязка в полигоне, мм	Неравенство расстояний от нивелира до рейки		Типы закрепительных реперов и расстояние между ними	
				на станции	по секции	на застроенных территориях	на незастроенных территориях
II		65	$\pm 5\sqrt{L}$			Грунтовые или стенные 2 км	5 км
III	0,3	75	$\pm 10\sqrt{L}$	2	5	Грунтовые или стенные 0,2-0,8 км	0,5-2 км
IV	0,2	100	$\pm 20\sqrt{L}$ ; $\pm 5\sqrt{n}$	5	10	Грунтовые или стенные 0,2-0,8 км	0,5-2 км
Техн. нивелир	0,2	200	$\pm 50\sqrt{L}$ ; $\pm 10\sqrt{n}$	10	50	Постоянные или временные пикеты (деревянные колья)	

Таблица 5.6 - Характеристика высотных съёмочных сетей

Виды технического нивелирования	Тип закрепительных знаков	Тип местности	Допустимая невязка в ходе (полигоне), мм	Густота пунктов нивелирования, км	
				1 : 5000	1 : 2000
Геометрическое	<i>Временные знаки</i> - деревянные столбы (колья), трубы, гвозди в стенах домов и деревьев и др. <i>Металлические башмаки (костыли)</i>	Равнинная со спокойным рельефом	$\pm 50\sqrt{L}$ ; $\pm 10\sqrt{n}$		
Тригонометрическое		Горная и сильно всхолмленная	$\pm 20\sqrt{L}$	один репер на 10 - 15	5 - 7

Выбор метода создания высотного обоснования определяется, в основном, заданием и условиями местности района работ. В горных и сильно всхолмленных районах выгодно применять тригонометрическое нивелирование, обладающее большей простотой полевых наблюдений и вычислений.

Основные показатели высотных съемочных сетей по способам создания приведены в таблице 5.6.

Точки съемочного обоснования закрепляются временными знаками, в качестве которых используются деревянные столбы, трубы, крупные камни, гвозди, вбитые в стены домов и деревьев и др. Наиболее распространенным типом временного репера является деревянный столб с перекладиной в нижней части и полочкой с кованым гвоздем для установки рейки в верхней части.

При создании съемочного обоснования и решения других задач инженерно-геодезического обеспечения строительства и эксплуатации военных объектов наиболее широко применяется нивелирование IV класса и техническое нивелирование.

### Нивелирование IV класса

Нивелирование IV класса включает последовательное выполнение четырех этапов работ: рекогносцировки на местности, закладки реперов, геометрического нивелирования и вычисления отметок реперов.

В процессе *рекогносцировки* отыскивают исходные реперы сети высших классов, уточняют проект нивелирного хода и выбирают места для установки реперов. Чаще всего нивелирные ходы намечают вдоль дорог, по лесным просекам или долинам рек, по возможности, в обход болот и мест с неустойчивым грунтом. Наиболее благоприятными грунтами для закладки реперов являются пески и супеси.

*Закладка реперов* должна завершаться до нивелирования. Грунтовые реперы могут использоваться спустя 10 дней после их закладки, а стенные реперы - через трое суток после их закладки.

*Нивелирование IV класса* ведется из середины при максимальном расстоянии от нивелира до рейки 100 м. Для нивелирования применяют точные нивелиры Н-3, Н-3К (2Н-3КЛ) и двухсторонние нивелирные рейки с шашечными делениями. Расстояние от нивелира до реек измеряется дальномером, неравенство расстояний до задней и передней реек на станции не должно превышать 5 м, а накопление неравенств плеч в ходе - 10 м.

Отсчеты берут по двум сторонам рейки и превышения в нивелирном журнале также вычисляют дважды. Расхождение в превышениях, полученных по черной и красной сторонам реек на станции, не должно превышать 5 мм.

Разомкнутые и замкнутые нивелирные ходы нивелируются в одном направлении, а в висячие ходы – дважды в прямом и обратном направлениях или дважды в прямом направлении.

*Обработка результатов нивелирования* включает проверку вычислений в журналах, определение невязки в ходе, увязки превышений и вычисление отметок точек.

Инструкцией по нивелированию для IV класса установлена допустимая высотная невязка:

- при числе станций менее 15 на 1 км хода

$$\partial_{\text{он}} f_h = \pm 20 \cdot \sqrt{L}, \text{ мм}; \quad (5.18)$$

- при числе станций более 15 на 1 км хода

$$\partial_{\text{он}} f_h = \pm 5 \cdot \sqrt{n}, \text{ мм}, \quad (5.19)$$

где  $L$  - длина хода в км;  
 $n$  - число станций в ходе (полигон).

### Техническое нивелирование

Техническое нивелирование предназначено для создания высотного обоснования топографических съемок, определения отметок в процессе изысканий и строительства инженерных сооружений, монтажа оборудования и др.

Допустимая высотная невязка хода технического нивелирования не должна превышать:

- при числе станций менее 25 на 1 км хода

$$\partial_{\text{он}} f_h = \pm 50 \cdot \sqrt{L}, \text{ мм}; \quad (5.20)$$

- при числе станций более 25 на 1 км хода

$$\partial_{\text{он}} f_h = \pm 10 \cdot \sqrt{n}, \text{ мм}. \quad (5.21)$$

Для технического нивелирования применяют точные нивелиры Н-3, Н-3К (2Н-3КЛ) и технические Н-10, Н-10КЛ. Рейки могут быть односторонними или двухсторонними с сантиметровыми делениями.

Ходы технического нивелирования на местности прокладывают в виде систем с узловыми точками замкнутых полигонов или отдельных разомкнутых линий, опирающихся на реперы старших классов. Методика нивелирования с двухсторонними рейками на станции такая же, как и для нивелирования IV класса.

## 5.4. Понятие о геоинформационных и спутниковых навигационных системах

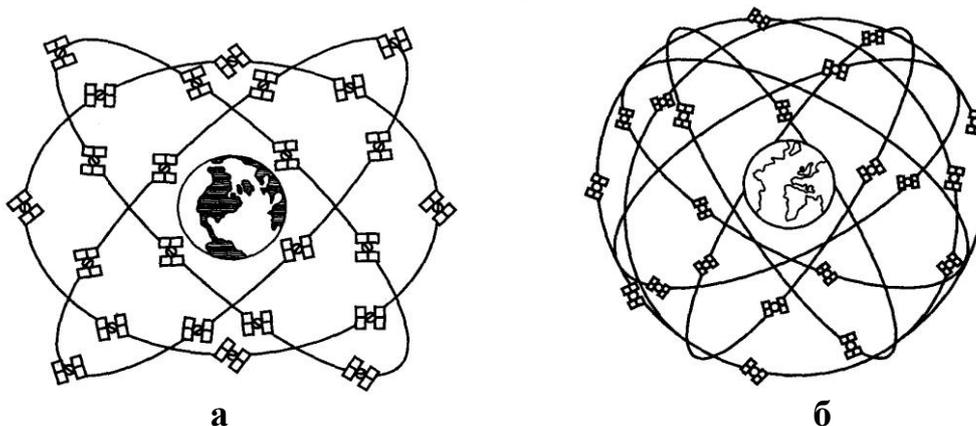
Бурное развитие науки и техники в последние десятилетия позволило создать принципиально новый метод определения координат и приращений координат - *спутниковый*. В этом методе вместо привычных геодезистам неподвижных пунктов геодезической сети с известными координатами используются подвижные спутники, координаты которых можно вычислить на любой интересующий геодезиста момент времени.

### 5.4.1. Глобальные системы определения местоположения ГЛОНАСС и NAVSTAR GPS

В настоящее время используются две спутниковые системы определения координат: российская система ГЛОНАСС (ГЛОбальная НАвигационная Спутниковая Система) и американская система NAVSTAR GPS (NAVigation System with Time And Ranging Global Positioning System - навигационная система определения расстояний и времени, глобальная система позиционирования). В данном случае под словом «позиционирование» подразумевается определение координат. Обе системы создавались для решения военных задач, но в последние годы нашли широкое применение в геодезии, обеспечивая исключительно высокие точности определения приращений координат со средней квадратической погрешностью  $5 \text{ мм} + D \cdot 10^{-6}$ , координаты одиночного приемника могут быть определены со средней квадратической погрешностью от 10 до 100 м.

Всю навигационную спутниковую систему определения местоположения принято делить на три сегмента: космический (спутники Земли), наземный (станции контроля и управления) и пользовательский (приемники спутниковых сигналов).

**Космический сегмент** современных систем NAVSTAR GPS и ГЛОНАСС в полной комплектации должен состоять из 21 действующего спутника и трех запасных. Орбиты спутников практически круговые, расположены в трех орбитальных плоскостях у ГЛОНАСС (рисунок 5.10 а) и в шести орбитальных



а – ГЛОНАСС; б – NAVSTAR GPS

Рисунок 5.10 - Спутниковая навигационная система

плоскостях у NAVSTAR GPS (рисунок 5.10 б). Все спутники равномерно расположены на орбитальных плоскостях. В свою очередь орбиты спутников расположены на геодезической высоте, равной 20180 км, и на расстоянии 26600 км от центра Земли. Такое число спутников и их расположение обеспечивают одновременный прием сигналов, как минимум, от четырех спутников в любой части Земли.

Спутники (рисунок 5.11) оснащены двумя солнечными батареями площадью 7,2 м<sup>2</sup> каждая, которые обеспечивают электроэнергией все системы, в том числе заряжают аккумуляторы для обеспечения работоспособности спутника во время его прохождения в тени Земли.

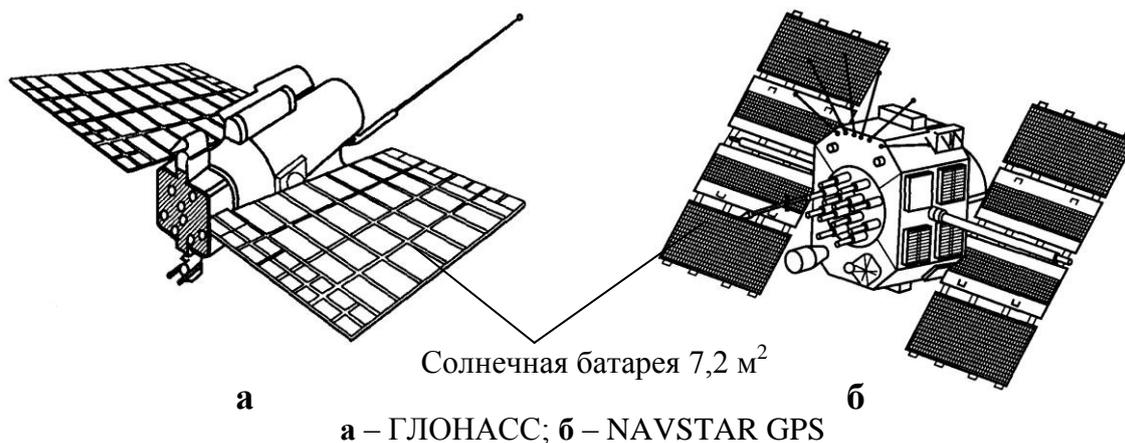
Период обращения спутников составляет 12 ч звездного времени, в связи с чем каждый спутник появляется в том же месте ежедневно на 4 минуты раньше вчерашнего положения. Каждый спутник снабжен кварцевым стандартом частоты, двумя цезиевыми и двумя рубидиевыми стандартами частоты, которые поддерживают стабильность часов спутника в пределах  $1 \cdot 10^{-12} \dots 1 \cdot 10^{-13}$ . Цезиевые и рубидиевые стандарты частоты координируют и управляют основной частотой - кварцевым стандартом частоты, генерирующим 10,23 МГц. Из основной частоты формируют две частоты  $L$ -диапазона, МГц:

$$L_1 = 10,23 \cdot 154 = 1575,42 \text{ (длина волны 19,05 см);}$$

$$L_2 = 10,23 \cdot 120 = 1227,60 \text{ (длина волны 24,45 см).}$$

Эти две частоты (называемые несущими) через модуляторы поступают на антенну спутника и передают на Землю информацию. Информация накладывается на несущую частоту методом импульсно-фазовой модуляции. *Модуляция сигнала* - это изменение какого-либо параметра электрического сигнала (при амплитудной модуляции изменяется амплитуда сигнала, а при частотной - частота сигнала). При импульсно-фазовой модуляции фаза сигнала скачком изменяется на 180°. На частотах  $L_1$  и  $L_2$  передаются навигационные сигналы (коды), а также другая навигационная и системная информация.

В системе NAVSTAR GPS все спутники излучают на двух одинаковых частотах  $L$ -диапазона ( $L_1$  и  $L_2$ ), но каждый спутник излучает свой личный код (индивидуальная последовательность переключения фазы на 180°), по которому ведется распознавание спутников. В российской системе ГЛОНАСС спутник излучает на своей частоте, а код общий для всех спутников.



а – ГЛОНАСС; б – NAVSTAR GPS  
Рисунок 5.11 - Навигационный спутник

Российские спутники передают информацию на двух частотах

$$L_1 = f_{01} + k \Delta f_1 \quad \text{и} \quad L_2 = f_{02} + k \Delta f_2, \quad (5.22)$$

где  $f_{01} = 1602$  МГц;  $f_{02} = 1246$  МГц;  $k$  - номер спутника ( $k = 0, 1, 2, \dots$ );

$\Delta f_1 = 0,4375$  МГц;  $\Delta f_2 = 0,5625$  МГц.

Отношение частот  $L_1$  и  $L_2$  равно  $9/7$ .

**Наземный сегмент** системы ГЛОНАСС (рисунок 5.12) состоит из следующих взаимосвязанных стационарных элементов и станций слежения за работой бортовых устройств спутников: центра управления системой (ЦУС), центрального синхронизатора (ЦС), командной станции (КС), системы контроля фаз (СКФ), квантово-оптической станции (КОС), аппаратуры контроля параметров (АКП) и контрольных станций слежения (КСС).

Станции наземного сегмента контроля и управления системой NAVSTAR GPS расположены вдоль экватора (рисунок 5.13).

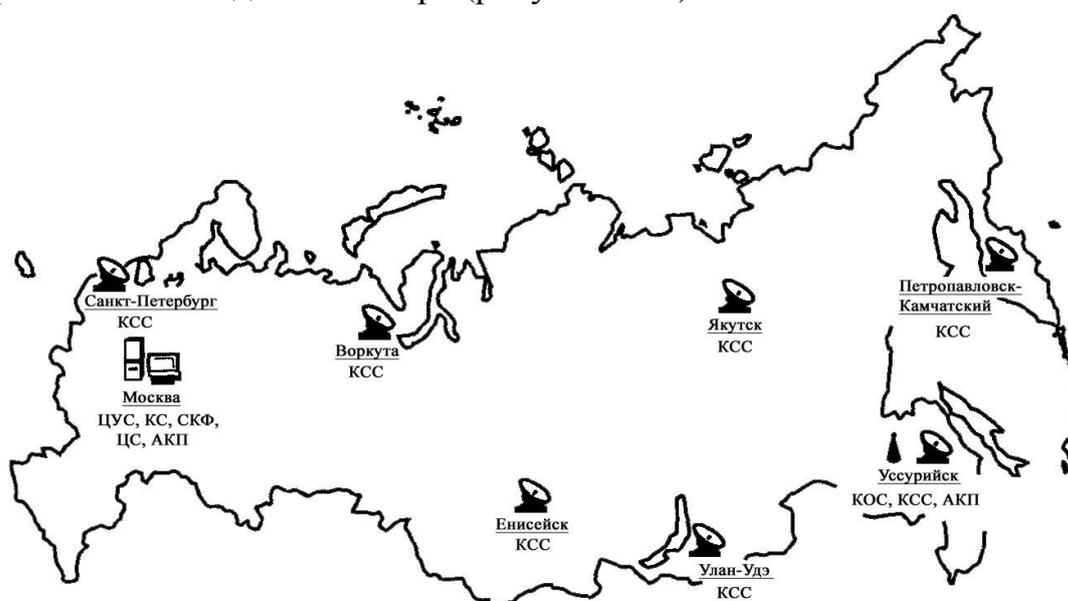


Рисунок 5.12 - Станции контроля и управления системы ГЛОНАСС

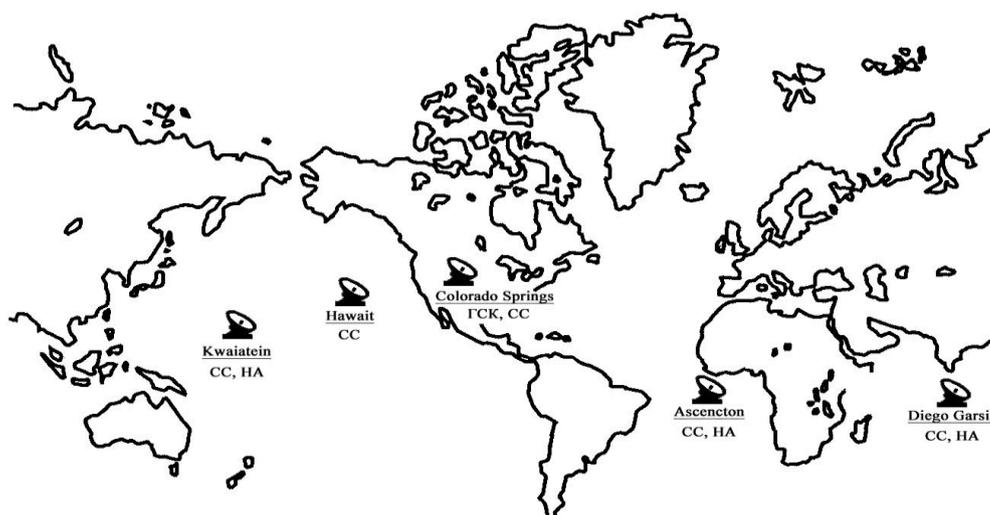


Рисунок 5.13 - Станции контроля и управления системы NAVSTAR GPS

Станции слежения GPS (СС) принимают все сигналы с проходящих над ними спутников, вычисляют расстояния до них, измеряют местные метеорологические параметры и передают информацию на главную станцию контроля (ГСК). На ГСК обрабатывается вся поступающая информация, вычисляются и прогнозируются эфемериды и поправки в часы спутников, формируются навигационные сообщения. Наземные антенны (НА) передают на спутник навигационное сообщение, сформированное на главной станции слежения. Наземные передающие антенны расположены так, что каждый спутник ежедневно имеет, по крайней мере, три сеанса связи с системой слежения.

**Пользовательский сегмент** систем NAVSTAR GPS и ГЛОНАСС включает приемники спутниковых сигналов. В связи с тем, что в геодезических измерениях существенно шире применяется система NAVSTAR GPS, то большее внимание будет уделено приемникам GPS (рисунок 5.14 а).

Отметим, что основное назначение системы GPS - военное. Для исключения несанкционированного использования системы в *эфемериды спутников* (прогнозируемые координаты положения спутников на момент времени, интересующий пользователя) умышленно вносятся искажения, а также искажаются показания часов спутников и несущая частота, так называемый режим Selective Availabilng (SA). Исключить эти искажения может лишь приемник, имеющий доступ к Р-коду (только военный приемник). В этом случае предельная погрешность определения абсолютных координат составляет 10... 20 м. В настоящее время режим SA выключен. Обычный приемник, работающий лишь по С/А коду, может определить абсолютные координаты с предельной погрешностью 150 ... 200 м. В систему ГЛОНАСС искажения не вносятся, и любой пользователь может определить координаты своего местоположения с предельной ошибкой 20 м.

Современные приемники классифицируются по способу приема сигналов: С/А код; С/А код + фазовые измерения на частоте  $L_1$ ; С/А код + фазовые измерения на частотах  $L_1$  и  $L_2$ ; С/А код + Р-код + фазовые измерения на частотах  $L_1$  и  $L_2$ .

В геодезии широкое применение нашли приемники, занимающие 2-ю и 3-ю позиции в приведенной выше классификации. Кроме того, по области применения приемники подразделяют на геодезические (рисунок 5.14 а), навигационные, военные и приемники времени.

В геодезических работах в основном используют приемники, способные производить фазовые измерения на частоте  $L_1$  или двух частотах  $L_1$  и  $L_2$ . Однако для определения поправок в часы приемника и обеспечения синхронной работы нескольких одновременно работающих приемников параллельно с фазовыми измерениями производят кодовые измерения с использованием С/А кода. По кодовым измерениям микропроцессор приемника автоматически вычисляет поправку и корректирует часы приемника с точностью  $1 \text{ мс} = 0,001 \text{ с}$ . Следовательно, несинхронность работы приемников, производящих измерения на различных пунктах, не превышает 2 мс. Основные блоки GPS приемника представлены на рисунке 5.14 б.

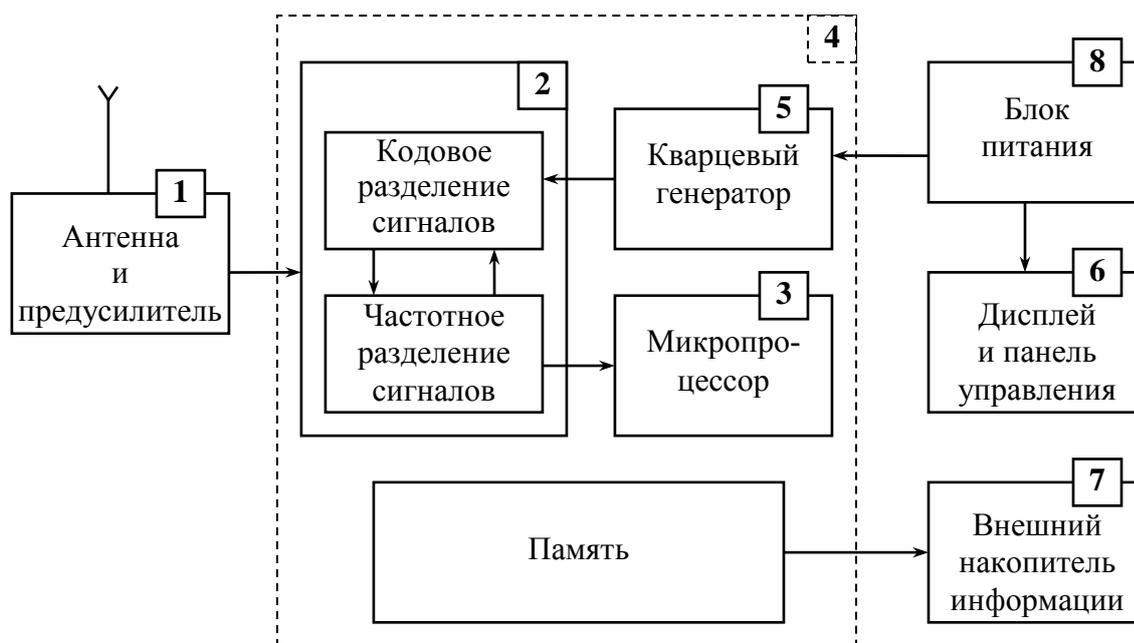


Leica SR20



Trimble 4600 LS

а



б

а – общий вид; б – структурная схема GPS приемника: **1** – антенна с предусилителем; **2** – идентификатор сигналов и распределение частот по каналам; **3** – микропроцессор для управления работой приемника; **4** – расшифровка принятой информации, вычисление абсолютных координат и поправок в часы приемника, выполнение фазовых измерений; **5** – стабильный кварцевый генератор; **6** – дисплей и панель управления; **7** – блок памяти для записи и хранения информации; **8** – блок питания

Рисунок 5.14 - Геодезические GPS приемники

#### 5.4.2. Системы отсчета времени и координат

Основной астрономической единицей измерения времени являются **сутки (86400 с)** - интервал времени, за который Земля делает один полный оборот вокруг своей оси относительно какой-либо точки на небесной сфере.

Звездные сутки отсчитываются между двумя последовательными верхними положениями точки весеннего равноденствия. Для точного расчета времени приходится учитывать, что ось вращения Земли совершает медленное периодическое колебательное движение, состоящее из прецессии (движение по конусу) и нутации (колебания оси). Кроме этого, суточное вращение Земли и длительность суток нестабильны.

В связи с этим в 1967 г. решением XIII Генеральной конференции по мерам и весам принято понятие атомной секунды как более стабильной единицы времени. Атомная секунда равна интервалу времени, в течение которого совершается 9192631770 колебаний, соответствующих резонансной частоте энергетического перехода между уровнями атома цезия-133 при отсутствии внешних воздействий. Атомная секунда принята в настоящее время за единицу времени в системе СИ. Осреднение показаний различных атомных эталонов времени позволило создать шкалу международного атомного времени.

Таблица 5.7 - Погрешность спутниковых часов

Тип генератора	Относительная нестабильность за сутки	Отклонение часов За 1000 лет, сек
Рубидиевый	$5 \cdot 10^{-12}$	0,15
Цезиевый	$3 \cdot 10^{-13}$	0,01
Водородный	$2 \cdot 10^{-14}$	0,0004

Каждый навигационный спутник оснащен своими собственными часами наиболее совершенной конструкции, достигнутой в наше время. Относительная погрешность таких часов  $1 \cdot 10^{-13}$ , т. е. часы могут «отстать» или «спешить» всего на 0,000003 с за год (таблица 5.7). Но и эта величина погрешности считается слишком большой, и часы на спутнике постоянно контролируются с Земли и сравниваются с эталонными часами на Земле, для которых создают наиболее стабильные условия. Эта операция называется *синхронизацией часов*. Эталонные часы на Земле являются основными опорными часами, которые создают свою шкалу времени для спутниковой навигационной системы.

Начало отсчета времени в NAVSTAR GPS ведется от 05.01.80 г. с нуля часов, поэтому и начало недели в этой системе ведется от полуночи (время универсальное) между субботой и воскресеньем. Время в системе GPS имеет свою собственную шкалу и определяется часами главной станции контроля. Длительность секунды отличается от шкалы времени UTS, т. е. время в GPS не идентично времени в UTS. Это различие отслеживается и передается в навигационном сообщении. На 1 июля 1992 г. различие составляло около 8 с (время в GPS опережает время в UTS).

В приемниках, которые используют геодезисты для координатных определений, тоже используются достаточно стабильные часы. Но в связи с тем, что

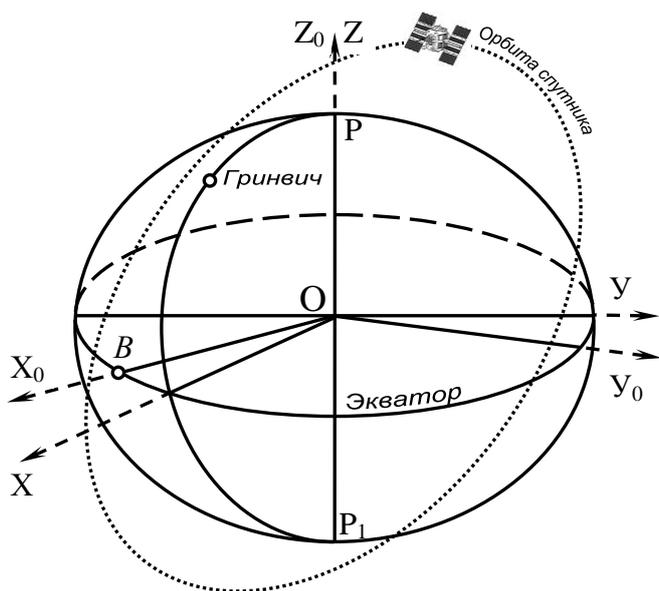


Рисунок 5.15 – Геоцентрическая инерциальная система координат  $X_0Y_0Z_0$

геодезический приемник должен быть компактным, легким и дешевым, часы в приемнике примерно в 1000000 раз менее стабильны часов, установленных на спутнике. В связи с этим при каждом сеансе измерений производится синхронизация часов приемника с часами навигационной спутниковой системы.

Движение искусственных спутников Земли происходит по законам небесной механики под действием сил инерции и сил притяжения Земли. Для описания такого движения используется *геоцентрическая инерциальная система координат  $X_0Y_0Z_0$*  (рисунок 5.15). Начало координат расположено в центре

массы Земли, ось  $X_0$  лежит в плоскости экватора и направлена в точку  $B$  весеннего равноденствия (точку Весны), ось  $Z_0$  направлена вдоль оси вращения Земли в сторону северного полюса  $P$ , ось  $Y_0$  дополняет прямоугольную систему координат до полной (правой). Кроме этого используется *геоцентрическая подвижная система координат  $XYZ$* . В навигационной системе координат ГЛОНАСС ее называют ПЗ-90, а в NAVSTAR GPS - WGS-84. Центр этой системы координат совпадает с центром системы  $X_0Y_0Z_0$ , ось  $Z$  также совпадает с осью  $Z_0$ , а ось  $X$  проходит через Гринвичский меридиан. Ось  $X$  в процессе суточного вращения Земли периодически проходит через точку весеннего равноденствия. Интервал времени между двумя такими последовательными моментами соответствует одним звездным суткам.

*Информация о движении спутников прогнозируется и вычисляется в геоцентрической подвижной системе координат.*

### 5.4.3. Преобразование координат

Для отображения пространственного положения пункта или любой точки в геодезии используют две системы координат:

- пространственную геоцентрическую систему криволинейных координат (широта  $B$  и долгота  $L$ ), которые определяют положение нормали к референц-эллипсоиду Красовского;
- нормальную высоту  $H$  - расстояние от точки до квазигеоида по нормали к эллипсоиду.

В связи с тем, что спутниковые системы определяют прямоугольные координаты в общеземных системах ГЛОНАСС (ПЗ-90) и NAVSTAR GPS (WGS-

84), возникает задача пересчета (преобразования, или трансформирования) координат в систему координат СК-42 или СК-65, которые используют в нашей стране, или в местную систему координат, которую часто используют в инженерной геодезии.

Для того, чтобы выполнить преобразование координат, необходимо определить параметры преобразования. К параметрам преобразования относятся:

- координаты смещения начал двух систем координат  $\Delta X_0, \Delta Y_0, \Delta Z_0$ ;
- углы разворота осей координат  $\omega_x, \omega_y, \omega_z$ ;
- масштабный коэффициент  $1 + \mu$ , который используется лишь в тех случаях, когда точность его определения достаточно высока (при большом числе избыточных измерений).

Пересчет координат из одной системы координат в другую производится по следующим формулам

$$\left. \begin{aligned} X_R &= X_r(1 + \mu) - Z_r\omega_y + Y_r\omega_z + \Delta X_0 \\ Y_R &= Y_r(1 + \mu) + Z_r\omega_x - X_r\omega_z + \Delta Y_0 \\ Z_R &= Z_r(1 + \mu) - Y_r\omega_x + X_r\omega_y + \Delta Z_0 \end{aligned} \right\}. \quad (5.23)$$

Для того, чтобы определить параметры преобразования координат, необходимо иметь несколько пунктов (по крайней мере три-четыре), координаты которых известны в обеих системах координат. В таком случае можно вычислить разности координат одноименных пунктов

$$\left. \begin{aligned} \delta X_i &= \Delta X_0 - Z_{ri}\omega_y + Y_{ri}\omega_z + X_{ri}\mu - (X_{Ri} - X_{ri}) \\ \delta Y_i &= \Delta Y_0 + Z_{ri}\omega_x - X_{ri}\omega_z + Y_{ri}\mu - (Y_{Ri} - Y_{ri}) \\ \delta Z_i &= \Delta Z_0 - Y_{ri}\omega_x + X_{ri}\omega_y + Z_{ri}\mu - (Z_{Ri} - Z_{ri}) \end{aligned} \right\}. \quad (5.24)$$

При наличии избыточных измерений параметры преобразования находят, используя следующую целевую функцию

$$\sum_{i=1}^n \delta X_i^2 + \sum_{i=1}^n \delta Y_i^2 + \sum_{i=1}^n \delta Z_i^2 \rightarrow \min. \quad (5.25)$$

Эту операцию нельзя считать идеально точной, так как для вычисления пространственных координат  $X, Y, Z$  по криволинейным координатам  $B$  (широта),  $L$  (долгота) и  $H$  (нормальная высота) необходимо знать аномалию высоты  $a$ , чтобы перейти от нормальной высоты к геодезической высоте:

$$H_\Gamma = H_H + a. \quad (5.26)$$

Аномалия высоты известна в редких случаях, поэтому параметры преобразования определяют на ограниченную территорию, как правило, не более 20... 30 км.

## 5.5. Контрольные вопросы по 5 разделу

1. Что представляет собой государственная геодезическая сеть?
2. Какими методами создается плановая и высотная государственные геодезические сети?
3. В чем заключаются методы триангуляции, трилатерации и полигонометрии?
4. Дать классификацию государственной геодезической сети.
5. Как создаются сети сгущения и что они собой представляют?
6. Что представляют собой каталоги координат?
7. Как закрепляются пункты государственной геодезической сети на местности?
8. Для каких целей создаются съемочные сети?
9. Какими методами создаются плановые съемочные сети?
10. В чем заключается метод геодезических засечек при создании планового обоснования?
11. Дать классификацию государственной нивелирной сети.
12. Как закрепляются пункты государственной нивелирной сети на местности?
13. Какова последовательность полевых работ при нивелировании IV класса и при техническом нивелировании?
14. Как осуществляют контроль при прокладке нивелирных ходов?
15. Как определяется невязка в превышениях при нивелировании IV класса и при техническом нивелировании?
16. Как выполняется привязка пунктов высотного съемочного обоснования к опорной геодезической сети?
17. Что такое ГИС?
18. Какие отличительные особенности имеют системы ГЛОНАСС и NAVSTAR GPS?
19. Какие основные элементы спутниковых систем определения местоположения точек на земной поверхности?
20. Какие системы отсчета времени и координат используют для описания движения искусственного спутника Земли?

## 6. ОСНОВЫ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ ОБРАБОТКИ РЕЗУЛЬТАТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

### 6.1. Общие сведения о погрешностях измерений

Инженерно-геодезические работы непременно сопровождаются различного рода измерениями на местности, которые позволяют определить относительное расположение точек земной поверхности. При этом различают линейные, угловые и высотные измерения.

В результате линейных измерений получают наклонные и горизонтальные расстояния между заданными точками. Для этой цели применяют мерные ленты, рулетки, проволоки и различные дальномеры.

Угловые измерения позволяют определить величины горизонтальных и вертикальных углов. Для выполнения таких измерений применяют угломерные инструменты: теодолиты, буссоли, эклиметры.

При высотных измерениях получают разности высот отдельных точек. Для производства этих измерений применяют нивелиры, теодолиты-тахеометры, барометры и т.д.

*Результатом любого измерения является число, которое определяет отношение измеряемой величины к единице измерения.*

Измерения, которые дают результат непосредственно, называются **прямыми (непосредственными)**, а измерения, по результатам которых, используя определенные функциональные зависимости, вычисляют другие величины, называются **косвенными (посредственными)**.

Для того, чтобы выполнить любое измерение, должно быть наличие пяти необходимых условий:

1. *Объект измерения* – это то, что подлежит измерению.
2. *Субъект измерения* – это тот, кто производит измерения.
3. *Мерный прибор* – это то, чем выполняют измерения.
4. *Метод измерений* – это совокупность правил и действий при измерениях.
5. *Внешняя среда*, в которой производят измерение.

Если в процессе измерений сохраняются неизменными все пять необходимых условий, то такие измерения называются **равноточными**.

Если изменяется хотя бы одно из пяти условий измерений (например, наблюдатели были разной квалификации), то производимые измерения будут **неравноточными**.

Каждое из перечисленных необходимых условий в процессе измерений порождает целый ряд элементарных погрешностей, суммарное действие которых образует погрешность результата измерений. В связи с этим результат измерений никогда не совпадает с истинным значением измеряемой величины – **любые измерения сопровождаются неизбежными погрешностями**.

Изучение основных свойств и закономерностей этих погрешностей составляет предмет теории погрешностей, которая, в свою очередь, является разделом теории вероятностей и математической статистики.

Ниже будет дана классификация погрешностей измерений, рассмотрена точность равноточных и неравноточных измерений.

## 6.2. Классификация погрешностей измерений

В зависимости от природы возникновения погрешности различны и разделяются на три основных вида: грубые, систематические и случайные.

**Грубые** погрешности резко отклоняют результат измерения от истинного значения измеряемой величины из-за промахов и просчетов. Они недопустимы и выявляются путем повторных наблюдений или контрольных измерений. Поэтому контрольные измерения являются необходимыми для исключения грубых погрешностей.

**Систематические** погрешности имеют определенное направление и величину и входят в каждый результат измерений по строго определенному закону. Их подразделяют на постоянные, имеющие неизменные знак и величину, и переменные – изменяющие свою величину от одного измерения к другому по определенному закону. Источником систематических погрешностей являются неисправности в применяемых инструментах (например, неправильная длина мерного прибора, отклонение визирного луча от горизонтали при нивелировании и т.д.), ограниченная точность прибора или его износ, неправильный выбор метода измерений, физиологические особенности наблюдателя, внешние факторы и т.д.

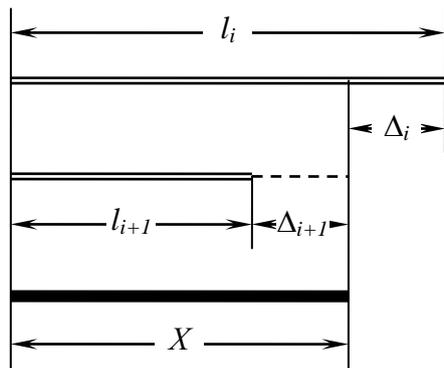
К примеру, если линия измеряется лентой, длина которой увеличена по сравнению с номинальной за счет температуры на величину  $\Delta l_t$ , то систематическая погрешность  $\Delta L$  в длине линии будет  $\Delta L = \Delta l_t \cdot n$ , где  $n$  – число лент.

Влияние систематических погрешностей на результаты измерений исключается путем тщательной поверки измерительных приборов, применением соответствующих методик измерений и введением поправок в результаты измерений.

**Случайные** погрешности носят случайный характер, и их возникновение не подчиняется определенным математическим законам. Их действие на каждое измерение различно и не может быть заранее учтено. При повторении измерений в одних и тех же условиях случайные погрешности будут различны по величине и по знаку.

Наибольший интерес представляют случайные погрешности, так как их влияние на результат измерений невозможно исключить подобно грубым или систематическим погрешностям. Поэтому в дальнейшем будем считать, что результаты измерений свободны от грубых и систематических погрешностей и содержат только лишь случайные погрешности.

Случайные погрешности подразделяются на абсолютные и относительные погрешности.



$\Delta$ - случайная абсолютная погрешность;  $l_i$  и  $l_{i+1}$  – результаты измерения;  $X$  – измеряемая величина.

Рисунок 6.1 - К определению случайных погрешностей

**Абсолютная погрешность** (рисунок 6.1) – это отклонение  $\Delta$  полученного результата  $l$  от истинного значения величины  $X$

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

Величину  $\Delta$  еще называют **истинной погрешностью**.

**Относительная погрешность** - это отношение абсолютной погрешности к измеряемой величине

$$\left( \frac{\Delta}{l} \right). \quad (6.2)$$

Абсолютная погрешность показывает точность результатов измерений, а относительная погрешность позволяет оценить эту точность с достаточной наглядностью.

Например, две линии длиной 100 и 200 м измерены с абсолютной погрешностью  $\Delta = \pm 2$  см. Относительная погрешность данных измерений показывает, что второе измерение в два раза точнее.

$$\frac{\Delta}{l_1} = \frac{2\text{см}}{100\text{м}} = \frac{1}{5000}; \quad \frac{\Delta}{l_2} = \frac{2\text{см}}{200\text{м}} = \frac{1}{10000}.$$

При оценке точности линейных измерений и построений относительная погрешность записывается в виде дроби, в числителе которой единица, а в знаменателе – число, показывающее, какую долю измеряемой величины должна составлять допустимая абсолютная погрешность. Точность всех линейных измерений в триангуляции, полигонометрии и теодолитных ходах всегда задается относительной погрешностью, которая приводится в соответствующих инструкциях и наставлениях по производству указанных видов геодезических работ.

Теоретические исследования и многолетний опыт измерений показывают, что случайные погрешности обладают свойствами, основанными на статистических закономерностях, при этом чем больше ряд измерений, тем ярче и отчетливее выступают закономерности случайных погрешностей.

### 6.3. Свойства случайных погрешностей

Каждый ряд случайных погрешностей измерений одной и той же величины обладает четырьмя основными свойствами:

1. Для данных условий измерения случайные погрешности не могут превосходить по абсолютной величине известного предела, зависящего от точности измерений

$$\Delta_i = 3 \cdot m. \quad (6.3)$$

2. Вероятность появления погрешности уменьшается с ростом ее величины, т.е. большие погрешности встречаются реже, чем малые

$$\varphi(\Delta_i) \text{ убывает при } \Delta_i \rightarrow \infty. \quad (6.4)$$

3. Положительные случайные погрешности встречаются также часто, как и равные им по абсолютной величине отрицательные погрешности

$$\varphi(+\Delta_i) = \varphi(-\Delta_i). \quad (6.5)$$

4. Среднее арифметическое из случайных погрешностей измерений одной и той же величины стремится к нулю при увеличении числа измерений. Математически это свойство записывается следующим образом

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \dots + \Delta_n}{n} = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta]}{n} = 0. \quad (6.6)$$

Здесь квадратные скобки означают знак суммы.

Это важное свойство случайных погрешностей называют *свойством компенсации*. Рассмотрим более подробно свойство компенсации, для чего в среднем арифметическом из числа случайных погрешностей будем последовательно увеличивать число измерений  $n$ . При этом в числителе будут преобладать малые по абсолютной величине погрешности (2 свойство). Кроме того, приблизительно половина слагаемых будет со знаком плюс, половина со знаком минус (3 свойство). Поэтому с увеличением знаменателя  $n$  числитель будет возрастать, но очень медленно. Знаменатель при последовательном увеличении возрастает как натуральный ряд чисел, т.е. довольно быстро. Если числитель возрастает очень медленно, а знаменатель быстро, то в пределе такое отношение стремится к нулю.

#### 6.4. Среднее арифметическое результатов измерений. Вероятнейшие погрешности и их свойства

Ввиду неизвестности истинного значения измеряемой величины за ее численную характеристику можно принять среднее арифметическое.

Пусть  $l_1; l_2; l_3; \dots; l_n$  – равноточные измерения одной и той же величины, истинное значение которой  $X$ , тогда:

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

Почленно сложив и разделив равенства на число измерений, получим

$$\frac{[l]}{n} - X = \frac{[\Delta]}{n}. \quad (6.7)$$

Величина  $\frac{[l]}{n} = \bar{X}$  есть *арифметическая средина*  $X$ , а величина  $\frac{[\Delta]}{n} = \varepsilon$  - *ошибка арифметического среднего*  $\bar{X}$ .

Тогда

$$\bar{X} - X = \varepsilon \quad \text{или} \quad \bar{X} = X + \varepsilon. \quad (6.8)$$

При увеличении числа измерений  $n$  (при  $n \rightarrow \infty$ ) по четвертому свойству ошибка арифметического среднего  $\varepsilon$  стремится к нулю ( $\varepsilon \rightarrow 0$ ), а арифметическая средина  $\bar{X}$  - к истинному значению измеряемой величины ( $\bar{X} \rightarrow X$ ). Следовательно, *при любом конечном числе измерений ( $n > 1$ ) среднее арифметическое из равноточных измерений является наиболее надежным результатом таких измерений.*

Поэтому в практике арифметическая средина ряда измерений принимается за численную характеристику истинного значения измеряемой величины.

*Уклонение измеренного результата  $l$  от его среднего арифметического  $\bar{X}$  называется вероятнейшей погрешностью  $\nu$*

$$\nu = l - \bar{X}. \quad (6.9)$$

Вероятнейшие погрешности имеют два очень важных свойства:

1. Сумма вероятнейших погрешностей равна нулю

$$[v_i] = 0. \quad (6.10)$$

2. Сумма квадратов вероятнейших погрешностей, вычисленных по среднему арифметическому, является минимально возможной суммой квадратов.

$$[v_i^2] = \min. \quad (6.11)$$

## 6.5. Предельная погрешность

Из рассмотренных свойств случайных погрешностей следует, что о появлении отдельной погрешности заранее что-либо определенное сказать невозможно. Однако когда число этих погрешностей все время возрастает, становится возможным установить определенные закономерности для всей совокупности погрешностей данного ряда измерений.

Знаменитым немецким математиком и геодезистом К. Ф. Гауссом (1777-1855 г.г.) было установлено, что погрешности распределяются по нормальному закону в виде колоколообразной кривой (рисунок 6.2).

Площадь, ограниченная кривой Гаусса и осью результатов измерений (осью абсцисс), принимается равной единице. Часть этой площади, соответствующая какому-либо отрезку оси абсцисс, дает числовую характеристику попадания случайного результата из серии измерений  $l_i$  в этот интервал. Чем

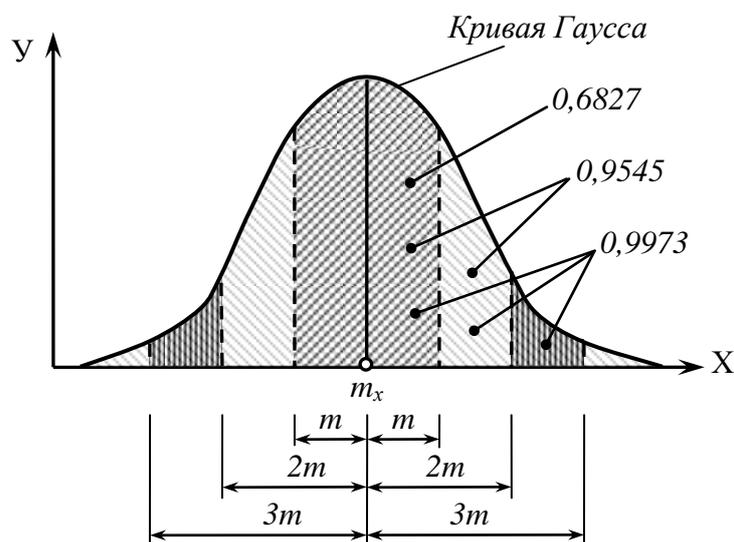


Рисунок 6.2 - Нормальный закон распределения погрешностей

больше число измерений, тем надежнее определяется интервал или размер площади. Основная масса измеренных величин группируется около наиболее вероятного значения измеряемой величины - **центра рассеивания**, называемым **математическим ожиданием**  $m_x$ . Этот параметр еще называют **центром группирования случайных величин**.

Теорией ошибок измерений доказывается (рисунок 6.2), что абсолютное большинство случайных ошибок составляет около 68,3% (или 0,6827) ряда измерений и находится в интервале от 0 до  $\pm m$ . В интервал от 0 до  $\pm 2m$  попадает 95,5% (0,9545), а в промежуток от 0 до  $\pm 3m$  – 99,7% (0,9973). Таким образом, из 100 погрешностей измерений данного ряда только около 30 по абсолютной величине превышают среднюю квадратическую погрешность ( $|\pm 30| \geq m$ ) и 5 больше или равны  $2m$  ( $|\pm 5| \geq m$ ), а из 1000 погрешностей измерений всего лишь 3 превышают утроенную среднюю квадратическую погрешность ( $|\pm 3| \geq 3m$ ).

Поэтому для решения практических задач в качестве **предельной погрешности**  $\Delta_{пред}$  принимается **утроенная средняя квадратическая погрешность**

$$\Delta_{пред} = 3 \cdot m . \quad (6.12)$$

При более ответственных измерениях, когда необходимо повысить требования к точности измерений, предельную погрешность принимают равной удвоенной средней квадратической погрешности

$$\Delta_{пред} = 2 \cdot m . \quad (6.13)$$

В строительных нормах предельная ошибка называется **допускаемым отклонением**.

Погрешность измерений, величины которых превосходят предельную величину  $\Delta_{пред}$ , считаются грубыми.

## 6.6. Оценка точности равноточных измерений

Имея ряд равноточных измерений одной и той же величины, нужно оценить точность как одного измерения, так и арифметической середины. Для этого необходимо установить такой критерий оценки точности измерений, который не зависел бы от знаков отдельных погрешностей и наиболее заметно отражал наличие в ряде отдельных сравнительно крупных погрешностей.

Ниже рассмотрим оценку точности как непосредственно измеренных величин, так и величин, являющихся функцией других непосредственно измеренных величин.

### 6.6.1. Средняя квадратическая погрешность измерений известной величины. Формула Гаусса

Выбор критерия для оценки точности равноточных измерений произведем на примере, рассмотрев два ряда погрешностей измерений.

Пусть одна и та же величина семикратно измерялась двумя наблюдателями независимо друг от друга и погрешности измерений соответственно равны

I ряд 5, 6, 8, 9, 10, 12 и 13;

II ряд 3, 4, 5, 8, 10, 15 и 18.

Оценку точности измерений можно произвести по *средней погрешности*  $\theta$ , вычисляемой как *среднее арифметическое из абсолютных величин погрешностей*

$$\theta = \frac{|\Delta_1| + |\Delta_2| + |\Delta_3| + \dots + |\Delta_n|}{n} = \frac{[\Delta]}{n}. \quad (6.14)$$

Для двух представленных рядов средние погрешности будут

$$\theta_1 = \frac{5 + 6 + 8 + 9 + 10 + 12 + 13}{7} = \frac{63}{7} = 9$$

$$\theta_2 = \frac{3 + 4 + 5 + 8 + 10 + 15 + 18}{7} = \frac{63}{7} = 9.$$

Средние погрешности этих рядов равны, что свидетельствует об одинаковой квалификации обеих наблюдателей.

В теории погрешностей применяется другой критерий оценки точности ряда равноточных измерений, введенный Гауссом - *средняя квадратическая погрешность (отклонение)*, равная корню квадратному из суммы квадратов абсолютных погрешностей, деленной на число измерений

$$m = \pm \sqrt{\frac{\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \Delta_3^2 + \dots + \Delta_n^2}{n}} = \pm \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}} \quad (6.15)$$

Для представленных рядов средние квадратические погрешности будут

$$m_1 = \pm \sqrt{\frac{25 + 36 + 64 + 81 + 100 + 144 + 169}{7}} = \pm \sqrt{\frac{619}{7}} = \pm 9,4$$

$$m_2 = \pm \sqrt{\frac{9 + 16 + 25 + 64 + 100 + 225 + 324}{7}} = \pm \sqrt{\frac{763}{7}} = \pm 10,4.$$

Как видно  $m_2 > m_1$ , что является следствием наличия во втором ряду больших погрешностей, как, например, 15 и 18. Влияние этих погрешностей на величину  $\theta_2$  не сказалось, тогда как на  $m_2$  заметно отразилось.

Таким образом, средняя квадратическая погрешность лучше характеризует точность измерений и имеет преимущества по сравнению со средней погрешностью, а именно:

- на величину средней квадратической погрешности сильнее влияют большие по абсолютной величине погрешности;
- средняя квадратическая погрешность обладает достаточной устойчивостью, и поэтому при сравнительно небольшом числе измерений ее величина получается с большей достоверностью.

#### 6.6.2. Средняя квадратическая погрешность измерений неизвестной величины. Формула Бесселя

Формула средней квадратической погрешности Гаусса применима для случаев, когда известно истинное значение измеряемой величины. Эти случаи в практике весьма редки. Как правило, истинное значение измеряемой величины неизвестно, но из измерений можно получить наиболее надежный результат – арифметическую средину  $\bar{X}$ .

Получим формулу для вычислений средней квадратической погрешности результатов измерений неизвестной величины при помощи арифметической середины.

Пусть имеется ряд одинаково точных измерений  $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ , для которого истинные  $\Delta$  и вероятнейшие  $\nu$  погрешности соответственно будут

$$\left. \begin{array}{l} l_1 - X = \Delta_1 \\ l_2 - X = \Delta_2 \\ l_3 - X = \Delta_3 \\ \dots\dots\dots \\ l_n - X = \Delta_n \end{array} \right\} ; \quad \text{и} \quad \left. \begin{array}{l} l_1 - \bar{X} = \nu_1 \\ l_2 - \bar{X} = \nu_2 \\ l_3 - \bar{X} = \nu_3 \\ \dots\dots\dots \\ l_n - \bar{X} = \nu_n \end{array} \right\} .$$

Если из истинных погрешностей почленно вычесть вероятнейшие погрешности, а малую величину  $X - \bar{X}$  обозначить через  $\varepsilon$ , то можно написать  $n$  равенств вида

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= v_1 + \varepsilon \\ \Delta_2 &= v_2 + \varepsilon \\ \Delta_3 &= v_3 + \varepsilon \\ \dots\dots\dots \\ \Delta_n &= v_n + \varepsilon \end{aligned} \right\} . \quad (6.16)$$

Возведя обе части равенств (6.16) в квадрат и почленно сложив, получим

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

Учитывая, что сумма вероятнейших погрешностей равна нулю  $[v] = 0$  (1 свойство вероятнейших погрешностей), и, разделив обе части полученного равенства на  $n$ , будем иметь

$$\frac{[\Delta^2]}{n} = \frac{[v^2]}{n} + \varepsilon^2. \quad (6.17)$$

Если сложить левые и правые части равенств (6.16) и затем возвести их в квадрат, а также учитывая, что  $[v] = 0$ , то малая величина  $\varepsilon$  выразится

$$\varepsilon^2 = \frac{[\Delta^2]}{n^2}. \quad (6.18)$$

Подставив (6.18) в (6.17) и, в соответствии с принятыми обозначениями в формуле Гаусса, заменив  $\frac{[\Delta^2]}{n}$  через  $m^2$ , будем иметь

$$m^2 = \frac{[v^2]}{n-1}. \quad (6.19)$$

Извлекая корень квадратный, получим **среднюю квадратическую погрешность результатов измерений неизвестной величины - формулу Бесселя**

$$m = \pm \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}. \quad (6.20)$$

Формула Бесселя имеет большое практическое значение.

### 6.6.3. Средняя квадратическая погрешность двойных измерений

Часто в практике для контроля и повышения точности определяемую величину измеряют дважды – в прямом и обратном направлениях, например, длину линий, превышения между точками. Из двух полученных значений за окончательное принимается среднее из них. В этом случае средняя квадратическая погрешность одного измерения подсчитывается по формуле

$$m = \pm \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}}, \quad (6.21)$$

где  $d$  – разность двукратно измеренных величин;  
 $n$  – число разностей в двойных измерениях.

#### 6.6.4. Средняя квадратическая погрешность функции независимо измеренных величин

В практике геодезических работ часто возникает необходимость найти среднюю квадратическую погрешность функции, если известны средние квадратические погрешности ее аргументов, и наоборот.

Пусть некая определяемая величина  $F$  связана с измеряемыми величинами  $X, Y, Z, \dots, U$  зависимостью  $F = f(x; y; z; \dots; u)$ , где  $x, y, z, \dots, u$  – независимые аргументы, полученные из наблюдений или проектного расчета со средними квадратическими погрешностями соответственно  $m_x, m_y, m_z, \dots, m_u$ . Требуется найти среднюю квадратическую погрешность функции  $m_F$ .

Предположим, что аргументы функции  $x, y, z, \dots, u$  измерены  $n$  раз и получено  $n$  погрешностей  $\Delta x_i, \Delta y_i, \Delta z_i, \dots, \Delta u_i$ . Тогда, если функция непрерывна и имеет конечные частные производные, для каждой серии измерений можно записать строку Тейлора

$$\Delta F_i = \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x_i + \frac{\partial f}{\partial y} \Delta y_i + \frac{\partial f}{\partial z} \Delta z_i + \dots + \frac{\partial f}{\partial u} \Delta u_i.$$

Возведя в квадрат правые и левые части равенства, просуммировав их и разделив на  $n$ , получим

$$\begin{aligned} \frac{[\Delta F_i^2]}{n} &= \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 \cdot \frac{[\Delta x_i^2]}{n} + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 \cdot \frac{[\Delta y_i^2]}{n} + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2 \cdot \frac{[\Delta z_i^2]}{n} + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial u}\right)^2 \cdot \frac{[\Delta u_i^2]}{n} + \\ &+ 2 \cdot \frac{\partial f}{\partial x} \cdot \frac{\partial f}{\partial y} \cdot \frac{[\Delta x_i \Delta y_i]}{n} + 2 \cdot \frac{\partial f}{\partial x} \cdot \frac{\partial f}{\partial z} \cdot \frac{[\Delta x_i \Delta z_i]}{n} + 2 \cdot \frac{\partial f}{\partial y} \cdot \frac{\partial f}{\partial z} \cdot \frac{[\Delta y_i \Delta z_i]}{n} + \dots \\ &+ 2 \cdot \frac{\partial f}{\partial x} \cdot \frac{\partial f}{\partial u} \cdot \frac{[\Delta x_i \Delta u_i]}{n} + 2 \cdot \frac{\partial f}{\partial y} \cdot \frac{\partial f}{\partial u} \cdot \frac{[\Delta y_i \Delta u_i]}{n} + 2 \cdot \frac{\partial f}{\partial z} \cdot \frac{\partial f}{\partial u} \cdot \frac{[\Delta z_i \Delta u_i]}{n}. \end{aligned}$$

Учитывая, что

$$\begin{aligned} \frac{[\Delta x_i^2]}{n} &= m_x^2, \quad \frac{[\Delta y_i^2]}{n} = m_y^2, \quad \frac{[\Delta z_i^2]}{n} = m_z^2, \quad \dots, \quad \frac{[\Delta u_i^2]}{n} = m_u^2; \\ \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta x_i]}{n} &= 0, \quad \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta y_i]}{n} = 0, \quad \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta z_i]}{n} = 0, \quad \dots, \quad \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta u_i]}{n} = 0, \end{aligned}$$

окончательно получим выражение средней квадратической погрешности

$$m_F = \pm \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2 m_z^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial u}\right)^2 m_u^2}. \quad (6.22)$$

Таким образом, **средняя квадратическая погрешность функции общего вида** равна корню квадратному из суммы квадратов произведений частных производных по каждой переменной, умноженной на их средние квадратические погрешности.

В соответствии с формулой средней квадратической погрешности функции общего вида, вычисляя частные производные и подставляя полученные значения в данную формулу, можно получить средние квадратические погрешности наиболее часто встречающихся функций в геодезии. Расчетные формулы средней квадратической погрешности наиболее часто встречающихся функций измеренных величин приведены в таблице 6.1.

Таблица 6.1 - Средние квадратические погрешности функций измеренных величин

№ п/п	Вид функции	Расчетная формула средней квадратической погрешности
1	$F = x \cdot y$	$m_F = \pm \sqrt{y^2 \cdot m_x^2 + x^2 \cdot m_y^2}$
2	$F = \frac{x \cdot y}{z}$	$m_F = \pm \sqrt{\left(\frac{y}{z}\right)^2 \cdot m_x^2 + \left(\frac{x}{z}\right)^2 \cdot m_y^2 + \left(\frac{-x \cdot y}{z^2}\right)^2 \cdot m_z^2}$
3	$F = \ln x$	$m_F = \pm \sqrt{\left(\frac{1}{x}\right)^2 \cdot m_x^2} = \pm \frac{m_x}{x}$
4	$F = \lg x$	$m_F = \pm 0,4343 \cdot \frac{m_x}{x}$
5	$F = x^n$	$m_F = \pm \sqrt{(nx^{n-1})^2 \cdot m_x^2} = \pm nx^{n-1} \cdot m_x$
6	$F = \sqrt[n]{x} = x^{\frac{1}{n}}$	$m_F = \pm \frac{m_x}{n \cdot \sqrt[n]{x^{n-1}}}$
7	$F = \pm x \pm y \pm z + \dots + u$	$m_F = \pm \sqrt{m_x^2 + m_y^2 + m_z^2 + \dots + m_u^2}$ ; При $m_x = m_y = m_z = \dots = m_u = m$ , $m_F = \pm m \sqrt{n}$
8	$F = \pm k_1 x \pm k_2 y \pm \dots + k_n u$	$m_F = \pm \sqrt{k_1^2 \cdot m_x^2 + k_2^2 \cdot m_y^2 + \dots + k_n^2 \cdot m_u^2}$ ; При $m_x = m_y = \dots = m_u = m$ , $k_1 = k_2 = \dots = k_n = k$ $m_F = \pm km \sqrt{n}$

### 6.6.5. Средняя квадратическая погрешность арифметической середины

Для определения средней квадратической погрешности арифметической середины рассмотрим ряд равноточных измерений одной величины  $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ , для которого среднее арифметическое равно  $\bar{X} = \frac{[l]}{n}$ .

Представим величину среднего арифметического в следующем виде

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \cdot l_1 + \frac{1}{n} \cdot l_2 + \frac{1}{n} \cdot l_3 + \dots + \frac{1}{n} \cdot l_n.$$

Тогда по формуле средней квадратической погрешности функции общего вида (6.22) получим

$$\begin{aligned} m_{\bar{X}}^2 &= \frac{1}{n^2} \cdot m_1^2 + \frac{1}{n^2} \cdot m_2^2 + \frac{1}{n^2} \cdot m_3^2 + \dots + \frac{1}{n^2} \cdot m_n^2 = \\ &= \frac{1}{n^2} \cdot (m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + \dots + m_n^2). \end{aligned}$$

Так как в равноточном ряде измерений  $m_1 = m_2 = m_3 = \dots = m_n = m$ , и обозначив  $m_{\bar{X}}^2 = M^2$ , будем иметь

$$M = \frac{m}{\sqrt{n}}. \quad (6.23)$$

Таким образом, **средняя квадратическая погрешность арифметической середины ряда равноточных измерений в  $\sqrt{n}$  раз меньше средней квадратической погрешности отдельного измерения.**

Используя формулу (6.23), можно определить число измерений, необходимое для достижения заданной точности, которое выразится

$$n = \frac{m^2}{M^2}. \quad (6.24)$$

Эту зависимость и используют для ослабления влияния случайных погрешностей измерений, но при этом нецелесообразно применять очень большое число измерений, так как для повышения точности в 2 раза необходимо 4 измерения, а для повышения точности в 4 раза уже 16 измерений.

## 6.7. Оценка точности неравноточных измерений

На практике очень часто выполняются неравноточные измерения. При вычислении наиболее достоверного значения из ряда неравноточных измерений одной и той же величины нельзя ограничиваться простым арифметическим средним, надо учесть степень надежности каждого результата измерений. Поэтому берется не просто среднее арифметическое, а весовое среднее арифметическое (средневзвешенное) или общая арифметическая средина.

### 6.7.1. Понятие о весе измеренных величин

**Вес** – это степень надежности результата измерения, степень влияния результата на весовое среднее арифметическое.

**Чем больше вес, тем надежнее и точнее результат измерения.**

Способ определения веса принимается такой, чтобы при более удовлетворяющем нас значении показателя вес последнего был больше, чем вес показателя менее нас удовлетворяющего.

За веса результатов измерений  $p_i$  принимают величину, обратную квадрату средней квадратической погрешности

$$p_i = \frac{c}{m_i^2}, \quad (6.25)$$

где  $c$  – любое число, являющееся коэффициентом пропорциональности;

$m_i$  – средняя квадратическая погрешность измерения.

Иногда удобно в качестве весов брать число измерений в ряду, длину хода или число превышений, станций.

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

Обозначим через  $p$  вес одного результата измерения, а через  $P$  – вес арифметического среднего из  $n$  таких измерений, тогда

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

или

$$P = p \cdot n, \quad (6.26)$$

где  $M = \frac{m}{\sqrt{n}}$  – средняя квадратическая погрешность арифметического среднего  $P$ .

Таким образом, *вес арифметической средины в  $n$  раз больше веса одного результата измерения.*

Если полагать, что результат одного измерения имеет вес, равный единице, то вес арифметической средины будет равен числу результатов измерений, из которых она получена  $P = n$ .

### 6.7.2. Средняя квадратическая погрешность единицы веса

Если вес результата какого-либо измерения принять равным единице, а среднюю квадратическую погрешность его обозначить через  $\mu$ , то по формуле (6.25) будем иметь формулу **средней квадратической погрешности единицы веса**

$$I = \frac{c}{\mu^2}, \quad \text{или} \quad \mu^2 = c. \quad (6.27)$$

Тогда с учетом формулы (6.25) общее выражение веса примет вид

$$p_i = \frac{\mu^2}{m^2}, \quad (6.28)$$

где  $\mu$  - средняя квадратическая погрешность единицы веса.

### 6.7.3. Весовое арифметическое среднее

**Весовое арифметическое среднее** из ряда неравноточных измерений равно сумме произведений каждого измерения на его вес, разделенный на сумму весов, и определяется по формуле

$$\bar{X}_0 = \frac{p_1 \cdot l_1 + p_2 \cdot l_2 + p_3 \cdot l_3 + \dots + p_n \cdot l_n}{p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_n} = \frac{[p_i \cdot l_i]}{[p_i]}. \quad (6.29)$$

Используя формулы Гаусса и Бесселя для оценки точности неравноточных измерений, получены формулы:

#### 1. Средней квадратической погрешности единицы веса:

- для случая, когда даны истинные погрешности измерений  $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \dots, \Delta_n$

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[\Delta_i^2 \cdot p_i]}{n}}; \quad (6.30)$$

- для случая, когда даны вероятнейшие погрешности измерений  $\nu_1, \nu_2, \nu_3, \dots, \nu_n$

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[\nu_i^2 \cdot p_i]}{n-1}}, \quad (6.31)$$

где  $\mu$  - средняя квадратическая погрешность измерения с весом, равным единице  $p_i = 1$  (ошибке единицы веса).

#### 2. Средней квадратической погрешности общей арифметической средней

$$M_0 = \frac{\mu}{\sqrt{[p_i]}}. \quad (6.32)$$

## 6.6. Контрольные вопросы по 6 разделу

1. Что называется измерением?
2. Какие измерения называют равноточными, а какие – неравноточными?
3. Виды геодезических измерений на местности и единицы мер, применяемые в геодезии.
4. Что такое грубые, систематические и случайные погрешности измерений?
5. Каковы основные свойства случайных погрешностей измерений?
6. Как определяется вероятнейшее значение измеряемой величины при равноточных и неравноточных измерениях?
7. Что называется предельной, абсолютной и относительной погрешностью?
8. Что такое средняя квадратическая погрешность и как она определяется?
9. Как определяется средняя квадратическая погрешность функции независимо измеренных величин?
10. Что такое вес измерения?
11. Сколько необходимо сделать измерений, чтобы получить среднюю квадратическую погрешность, не превышающую 2 см, если средняя квадратическая погрешность отдельного измерения равна 5 см?
12. Определить относительную погрешность линейных измерений, если результаты прямого и обратного измерения равны  $D_1=1725,14$  м и  $D_2=1725,05$  м.
13. Определить вероятнейшее значение измеряемой величины и дать оценку точности измерений, выполненных в примерно одинаковых условиях, если  $x_1=86,214$  м;  $x_2=86,217$  м;  $x_3=86,208$  м;  $x_4=86,204$  м.
14. Определить вероятнейшее значение измеряемой величины и дать оценку точности измерений, если  $\beta_1=72^\circ 13'30''$ ;  $\beta_2=72^\circ 13'45''$ ;  $\beta_3=72^\circ 14'00''$ ;  $\beta_4=72^\circ 13'20''$ ;  $\beta_5=72^\circ 14'10''$ , веса которых равны  $p_1=0,4$ ;  $p_2=1,0$ ;  $p_3=0,7$ ;  $p_4=0,5$ ;  $p_5=0,8$ .
15. Определить среднюю квадратическую погрешность значения  $h=L\sin\beta$ , если  $L$  определяли 4 раза со средней квадратической погрешностью 2 см, а угол  $\beta$  измеряли 5 раз со средней квадратической погрешностью 40".

## **7. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ, СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ СООРУЖЕНИЙ**

Основные топографические съемки местности, рассмотренные ранее, такие как теодолитная, тахеометрическая, нивелирование трасс и площадей, производятся в процессе изысканий инженерных сооружений. Материалы изысканий используются при проектировании этих сооружений.

Для проектирования основного элемента аэродрома – летной полосы, необходимо иметь план участка с изображением рельефа горизонталями и отметками. Этот план является результатом нивелирной или тахеометрической съемки участка местности.

В процессе проектирования производится оценка рельефа, т.е. выявление участков с недопустимыми уклонами и кривизной поверхности, исправление дефектных мест, проектирование искусственных покрытий, дренажно-водосточной сети и других элементов летного поля.

В ходе строительства производится реализация проекта, т.е. возведение сооружений по разработанной рабочей документации (планам, разрезам, профилям). Но проект – это замысел инженера на бумаге, а сооружение строится на реальном участке местности. Для реализации этого замысла необходимо, прежде всего, определить положение на местности (в натуре) проектных точек, линий, плоскостей и поверхностей будущего сооружения, т.е. произвести *геодезические разбивочные работы*.

*Геодезические разбивочные работы являются составной частью технологического процесса строительства любых сооружений военных объектов. Эти работы предшествуют каждой из стадий строительства, сопровождают и завершают возведение сооружений.*

В аэродромном строительстве разбивочным работам придается большое значение, и особенно при выносе в натуру искусственных покрытий, т.к. нужно всегда помнить, что прочность, долговечность покрытий и безопасность полетов с них авиации будут зависеть от точного соблюдения толщины конструктивных слоев покрытия, выдерживания проектных уклонов при необходимой точности проектных размеров.

В условиях скоростного строительства полевых аэродромов, когда время подготовки аэродрома весьма ограничено, разбивочные работы совмещают одновременно со съемкой, проектированием и контролем качества производства земляных работ.

### **7.1. Сущность и назначение геодезической разбивочной основы**

*Геодезической разбивочной основой (ГРО) называется сеть закрепленных знаками пунктов, от которых определяется положение объектов строительства на местности.*

Геодезическая разбивочная основа предназначена:

- для выполнения геодезических работ по выносу проектов сооружений в натуру (разбивочных работ);
- для контроля точности производства строительно-монтажных работ;
- для производства исполнительных съемок законченных строительных объектов;
- для мониторинга геометрии сооружений (наблюдения за перемещениями и деформациями).

Геодезическую разбивочную основу привязывают, как правило, к пунктам государственных геодезических сетей, сетей сгущения и съемочных сетей, которые имеются в районах строительства военных объектов. Ее подразделяют на плановую и высотную основы.

*Плановая разбивочная основа* создается методами микротриангуляции, полигонометрических и теодолитных ходов, способами геодезических засечек и четырехугольников. *Высотная разбивочная основа* создается методом геометрического нивелирования.

При строительстве военных объектов и постоянных аэродромов в качестве плановой разбивочной основы применяется строительная сетка.

На небольших по площади участках строительства (до 10 га) в качестве разбивочной основы используются пункты съемочных сетей.

## **7.2. Плановая геодезическая разбивочная основа. Строительная сетка**

*Строительной сеткой* называется геодезическая сеть пунктов, построенная в виде системы квадратов или прямоугольников, ориентированных параллельно разбивочным осям основных сооружений на площадке строительства.

Длины сторон квадратов или прямоугольников строительной сетки могут быть 50, 100, 200 или 400 м. При строительстве уникальных сооружений (например, высотных зданий) стороны сетки принимаются равными 20-40 м. Геометрическую форму фигур строительной сетки выбирают в зависимости от ее назначения, типа строящихся военных объектов, характера рельефа местности на строительной площадке и др. факторов.

Строительная сетка (рисунок 7.1) создается в условной системе плоских прямоугольников координат. Начало системы координат выбирается за пределами строительной площадки так, чтобы все пункты сетки имели положительные координаты. Для этого начало координат совмещают с пунктом сетки, расположенным в юго-западной части участка строительства. При использовании такой сетки упрощаются проектирование, вычисление разбивочных данных и разбивочные работы.

Оси координат строительной сетки обозначаются прописными буквами (например, буквой  $A$  - ось абсцисс,  $B$  - ось ординат), а для обозначения пунктов сетки применяют сокращенную запись. Так, при длине сторон квадратов сетки 100 м, пункту  $A_2B_3$  (или  $2A3B$ ) соответствуют координаты  $A = 200$  м и  $B = 300$  м.

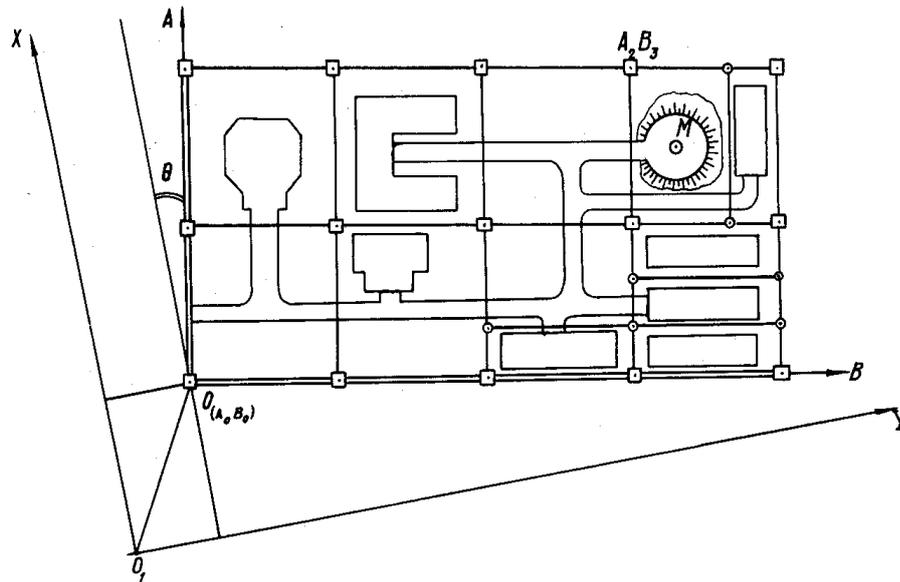


Рисунок 7.1 – Строительная сетка

По этому правилу координаты точки  $M$  (рисунок 7.1), равные  $A = 150,8$  м и  $B = 349,25$  м, записывают следующим образом

$$(A_1 + 50,80; B_3 + 49,25) \quad \text{или} \quad (1A + 50,80; 3B + 49,25).$$

Переход от условной системы координат  $(A; B)$  к государственной  $(X; Y)$  и наоборот осуществляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} A &= (X - A_0) \cdot \cos \Theta + (Y - B_0) \cdot \sin \Theta \\ B &= -(X - A_0) \cdot \sin \Theta + (Y - B_0) \cdot \cos \Theta \\ X &= A_0 + A \cdot \cos \Theta - B \cdot \sin \Theta \\ Y &= B_0 + A \cdot \sin \Theta + B \cdot \cos \Theta \end{aligned} \right\}, \quad (7.1)$$

где  $A_0, B_0$  - координаты начала условной системы в государственной системе координат;

$\Theta$  - разность дирекционных углов одних и тех же направлений в государственной и условной системах координат.

Работы по созданию строительной сетки включают последовательное выполнение трех этапов работ: проектирование, предварительную разбивку, определение точных координат и редуцирование (перемещение) центров пунктов из предварительного в проектное положение.

### 7.2.1. Проектирование строительной сетки

Проектирование строительной сетки включает: вычерчивание сетки квадратов или прямоугольников на кальке и перенос ее на строительный генеральный план; вычисление координат пунктов строительной сетки и координат точек сооружений; расчет точности производства геодезических работ.

При *вычерчивании строительной сетки на кальке* размеры квадратов или прямоугольников выбирают таким образом, чтобы их вершины не попадали на запроектированные сооружения, а стороны были параллельны осям этих сооружений. Для сохранности пунктов строительной сетки на период строительства объекта проектируются основные и дополнительные фигуры (квадраты или прямоугольники). При этом угловые *пункты основных фигур* со сторонами 100-200 м располагают с таким расчетом, чтобы каждое сооружение объекта попало внутрь соответствующей фигуры. Эти пункты размещают по возможности ближе к проектируемым сооружениям, но так, чтобы они не попали в зоны разрушений грунта, вызываемых земляными работами. В случае необходимости отдельные стороны сетки уменьшают или увеличивают на величины, кратные 10 м. Внутри основных фигур проектируются дополнительные фигуры. *Пункты дополнительных фигур* являются временными и используются для разбивки отдельных сооружений объектов на каком-либо этапе строительства.

Размещение пунктов сетки согласовывают с расположением на стройгенплане временных сооружений, железных дорог, складов материалов и др.

*Вычисление координат пунктов строительной сетки* начинают от условного начала координат, т.е. от центра пункта, расположенного в юго-западном углу сетки, по принятой длине сторон квадратов и прямоугольников.

*Расчет точности производства геодезических работ* по созданию строительной сетки выполняют на основе требований к точности разбивки основных осей и др. элементов сооружений. Строительная сетка является геодезической основой, необходимой для выноса проекта в натуру, поэтому точность определения ее пунктов в плане и по высоте должна быть выше точности разбивки осей и габаритов сооружений.

Предварительный расчет необходимой точности выполнения геодезических работ по созданию строительной сетки является составной частью ее проектирования.

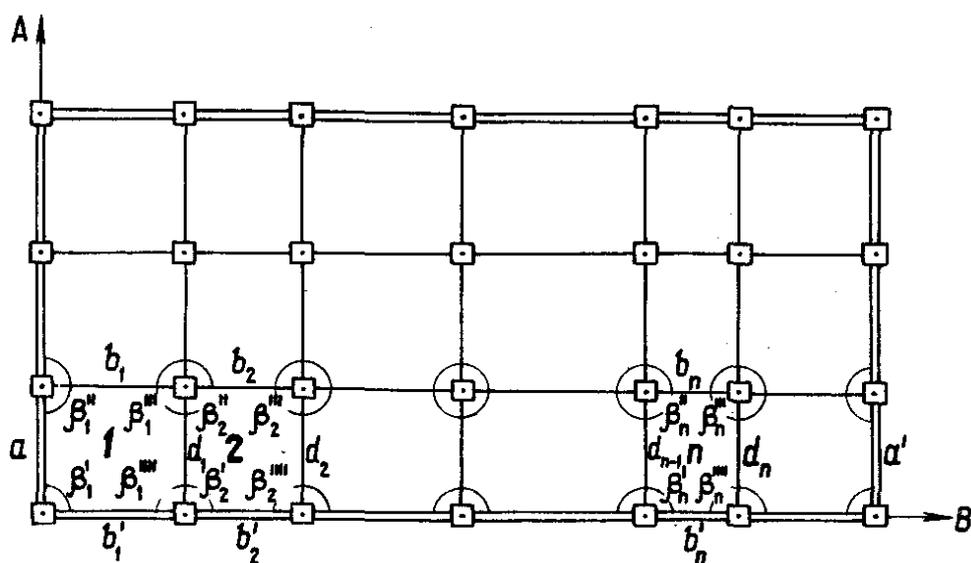


Рисунок 7.2 – К расчету точности производства геодезических работ по созданию строительной сетки

Точность положения строительной сетки зависит от соответствия углов фигур 90 градусам, а длин сторон – принятым проектным размерам (100, 200 и др.). Координаты пунктов строительной сетки наиболее часто определяют методом полигонометрии, при котором измеряют длины внешних сторон фигур и на каждом пункте все углы, а длины внутренних сторон вычисляют. Поэтому для предварительного расчета средней квадратической погрешности  $m_{d,i}$  длины внутренней (связующей) стороны  $d_i$  данного ряда сетки можно воспользоваться следующей формулой (рисунок 7.2).

$$\frac{m_{d,i}}{d_i} = \sqrt{\left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\beta}\right)^2 \cdot \left(\frac{b_i}{d_i}\right)^2} \cdot n, \quad (7.2)$$

где  $m_a$  – средняя квадратическая погрешность длины исходной стороны  $a$  данного ряда сетки;

$m_\beta$  – средняя квадратическая погрешность измерения углов;

$b_i$  – промежуточная сторона сетки (сторона, перпендикулярная к связующей стороне  $d$ );

$n$  – число прямоугольников от исходной стороны  $a$  сетки до определяемой связующей стороны  $d$ .

### 7.2.2. Предварительная разбивка строительной сетки

Предварительную разбивку строительной сетки начинают с выноса в натуру и закрепления на строительной площадке двух взаимно перпендикулярных главных осей и расположенных в них пунктов. В качестве главных осей выбирают, как правило, контурные стороны сетки. Разбивку выполняют от пунктов государственной геодезической сети, находящихся вблизи строительной площадки. Необходимые разбивочные угловые и линейные величины вычисляют по координатам пунктов сетки. Связь координат геодезических пунктов

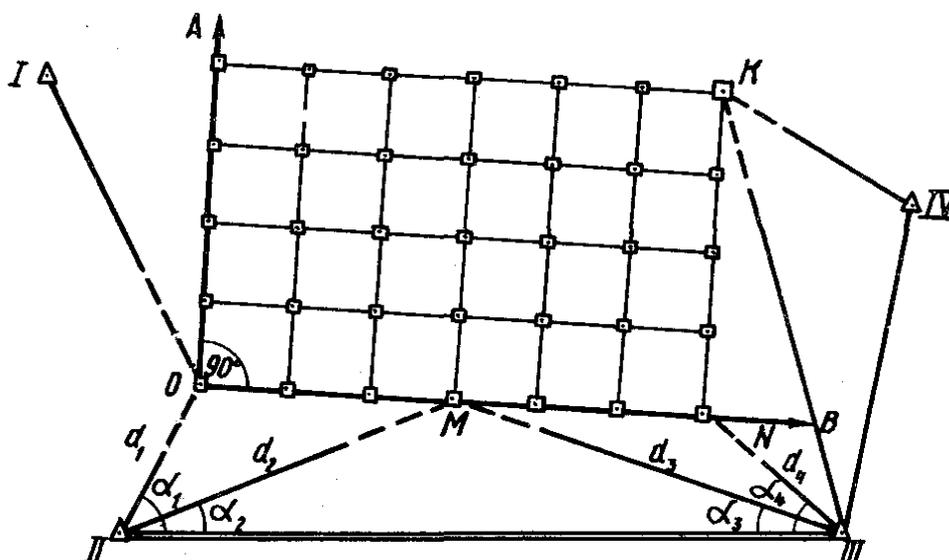


Рисунок 7.3 – Предварительная разбивка строительной сетки

тов с координатами пунктов строительной сетки осуществляют путем приведения всех координат к единой системе, либо к системе координат пунктов государственной геодезической сети, либо к системе координат строительной сетки. Вторым путем предпочтительнее, т.к. в этом случае упрощаются вычислительные и разбивочные работы.

Предварительная разбивка строительной сетки осуществляется теодолитами малой и средней точности и землемерными лентами или рулетками.

*Первая главная ось* строительной сетки закрепляется на местности способом полярных координат (рисунок 7.3). Для этого с помощью теодолита по полярному углу  $\alpha$  и полярному расстоянию  $d$  выносят в натуру от ближайших геодезических пунктов *II* и *III* независимо друг от друга три точки сетки *O*, *M* и *N*, лежащие в створе этой оси и расположенные в начале, середине и конце сетки. Расстояния между этими точками должны быть не менее 300 м. Створность точек *O*, *M* и *N* проверяют теодолитом и при необходимости исправляют. Начальную точку *O* закрепляют постоянным знаком, а остальные точки - временными знаками. От этих точек путем линейных построений выполняют разбивку всех других точек сетки, лежащих на первой главной оси.

*Вторую главную ось* строительной сетки разбивают в начальной точке *O* под прямым углом теодолитом, а положение остальных точек, лежащих на ней, получают из линейных построений.

Из полученных на главных осях точек сетки восстанавливают перпендикуляры, на которых находят положение всех остальных точек сетки. Положение наиболее удаленной точки *K* строительной сетки контролируют с ближайших пунктов государственной геодезической сети.

Закрепление точек сетки при предварительной разбивке производят сначала временными знаками, затем постоянными или сразу постоянными знаками (рисунок 7.4 а).

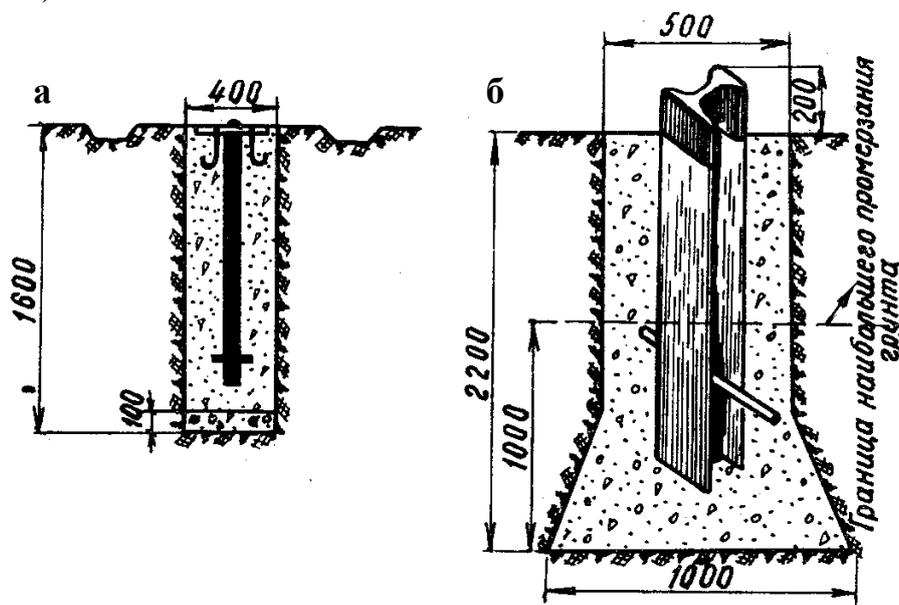


Рисунок 7.4 – Знаки для закрепления точек плановой (а) и высотной (б) разбивочных основ

*Временные знаки* изготавливают в виде деревянных столбов диаметром не менее 15 см и длиной порядка 1 м. На верх столба прибивается горизонтальная доска размерам 20x20 см, на которой масляной краской отмечается центр знака. Хорошая сохранность знаков обеспечивается закладкой их вровень с поверхностью земли или ниже ее на 10-15 см.

В качестве *постоянных знаков* используют железобетонные монолиты, рельсы, трубы с приваренной к ним сверху металлической пластиной. Размер верхней пластины при закреплении предварительно разбитых точек сетки постоянными знаками, необходимо согласовать с точностью предварительной разбивки сетки так, чтобы можно было в последующем выполнять редуцирование центра знака к проектному положению пункта.

### 7.2.3. Определение точных координат и редуцирование центров пунктов строительной сетки

*Определение точных координат пунктов строительной сетки* производится методами геодезических засечек, микротриангуляции, полярных координат, полигонометрических и теодолитных ходов. Выбор того или иного метода зависит от характера строительства, размеров строительной площадки, рельефа местности, наличия тех или иных геодезических приборов и др.

Широко распространенным является метод полигонометрии. Полигонометрические ходы прокладывают между пунктами государственной геодезической сети по периметру строительной сетки (прямоугольник *ОАКН* рисунок 7.3) или так, чтобы они проходили по всем пунктам строительной сетки, образуя систему замкнутых полигонов.

Угловые измерения выполняют точными теодолитами Т-2, Т-5. Для линейных измерений применяют электронно-оптические дальномеры. Такие дальномеры обеспечивают измерение расстояний с необходимой точностью.

В результате прокладки полигонометрических ходов определяют фактические координаты пунктов строительной сетки. При этом строительная сетка рассматривается как свободная сеть полигонов, которая уравнивается различными способами.

Фактические координаты пунктов сравнивают с их теоретическими (проектными) значениями. Если отклонения фактических координат от проектных превышают допустимую величину, то выполняют *редуцирование центров пунктов сетки*.

***Редуцирование центров пунктов строительной сетки*** – это процесс нахождения окончательного положения точек сетки, соответствующего их теоретическим координатам, путем введения поправок (элементов редукации). Элементами редукации являются азимут направления и длина, которые получают путем решения обратной геодезической задачи по известным фактическим и проектным координатам точек.

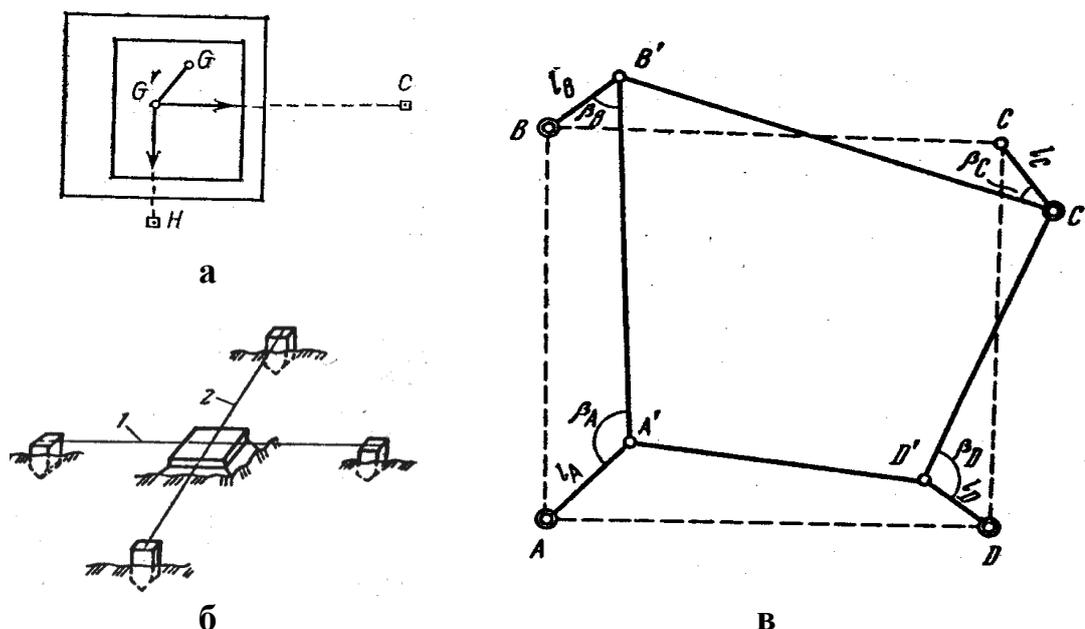
При закреплении во время предварительной разбивки точек сетки постоянными знаками и малом линейном элементе редукации, редуцирование основ-

ных центров производят на металлической пластине постоянного знака. Для этого на листе миллиметровой бумаги (редукционном листе) по фактическим и теоретическим координатам в масштабе 1:1 наносят фактический  $G'$  и теоретический  $G$  центры пункта и ориентирные направления на смежные пункты сети  $C$  и  $H$  (рисунок 7.5 а). Точку  $G'$  редукционного листа совмещают с откраской центра знака на пластине и вращают лист до совмещения ориентирных направлений на листе с соответствующими направлениями на местности. Затем керном через бумагу намечают положение точки  $G$  и окончательно закрепляют его заклепкой из цветного металла.

Положение центров дополнительных пунктов (вершин внутренних квадратов или прямоугольников) находят на пересечении створов  $1$  и  $2$  центров основных пунктов (рисунок 7.5 б).

При закреплении в период предварительной разбивки точек строительной сетки временными знаками и наличии значительных элементов редукции центры пунктов перемещают с помощью теодолита и рулетки (рисунок 7.5 в). Для этого теодолит приводят в рабочее положение над временным знаком в точке  $A'$  и устанавливают на лимбе горизонтального круга нулевой отсчет. Затем откладывают от направления  $A'B'$  угловой элемент редукции  $\beta_A$  и фиксируют направление  $A'A$ . Отложив вдоль направления  $A'A$  при помощи рулетки линейный элемент редукции  $l_A$ , закрепляют проектную точку  $A'$  сетки кернением и заклепкой из цветного металла.

После закрепления всех пунктов строительной сетки выполняют контрольные угловые и линейные измерения. Углы измеряют при помощи теодолита одним полным приемом в шахматном порядке по всей сетке. Длины сторон строительной сетки измеряют выборочно, по трем-пяти сторонам.



а - редуцирование основных центров с помощью редукционного листа;  
 б - редуцирование дополнительных пунктов створами;  
 в - редуцирование основных центров с помощью теодолита и рулетки  
 Рисунок 7.5 – Редуцирование центров пунктов строительной сетки

### 7.3. Высотная геодезическая разбивочная основа

Высотную геодезическую разбивочную основу создают путем прокладки нивелирных ходов по пунктам строительной сетки и строительным реперам вблизи строящихся сооружений. Класс точности высотной основы, методы достижения расчетной точности, количество необходимых строительных реперов, их конструкция и места расположения на площадке строительства предусматриваются в проекте производства геодезических работ.

Количество и расположение реперов высотной разбивочной основы должны обеспечивать передачу отметок на максимальное количество элементов возводимого сооружения с одной установки прибора. Для каждого сооружения закрепляют не менее двух строительных реперов, а отметки на них передают геометрическим нивелированием от двух пунктов государственной нивелирной сети по программе соответствующего класса точности. Причем длина нивелирных ходов не должна превышать 1 км.

Высотную основу создают в виде замкнутых полигонов или систем ходов. Отметки реперов высотной основы вычисляют в Государственной Балтийской системе высот. На некоторых строительных площадках, где отсутствуют реперы государственной нивелирной сети, высотную разбивочную основу создают в виде самостоятельных замкнутых полигонов.

Абсолютные отметки пунктов высотной основы определяют с точностью, обеспечивающей соблюдение допусков, регламентированных инструкциями и СНиП. В зависимости от класса точности допускаемые погрешности определения отметок пунктов высотной разбивочной основы не должны превышать 2-5 мм.

На основании схемы и результатов измерений по пунктам высотной основы производят уравнивание нивелирной сети на строительной площадке и получают значения высотных отметок пунктов.

Для закрепления точек высотной разбивочной основы строительными реперами используют временные и постоянные знаки. Реперы располагают по местам, где на протяжении всех этапов строительства сохраняется их неподвижность в плановом и высотном отношении. При использовании в качестве нивелирных реперов знаков плановой разбивочной основы на их пластинах наваривают полусферические головки.

Постоянные реперы изготавливаются в виде железобетонных пилонов, замоноличенных рельсов (рисунок 7.4 б), свай и др. Их закладывают на глубину ниже уровня промерзания грунта. Временные реперы закладывают на глубину 1-1,2 м.

В качестве знаков закрепления высотной разбивочной основы непосредственно на сооружениях используют металлические стержни, уголки, планки, приваренные к закладным деталям конструкций сооружений, монтажные петли конструкций, откраску на панелях и др.

Строительные реперы часто совмещают с пунктами закрепления главных и основных разбивочных осей сооружений.

## 7.4. Геодезическая подготовка проекта инженерного сооружения

Пункты и реперы планово-высотной геодезической разбивочной основы, созданные на площадке будущего строительства в подготовительный период, впоследствии служат исходными пунктами для выноса проекта инженерного сооружения в натуру и выполнения исполнительной съемки. При выносе проекта в натуру выполняют геодезические разбивки.

**Геодезические разбивки** (или просто разбивки) – это комплекс камеральных и полевых работ для определения на местности с требуемой точностью пространственного положения точек, осей, плоскостей возводимого сооружения согласно рабочим чертежам проекта.

Разбивку сооружений при выносе в натуру производят в три этапа.

На *первом этапе* выполняют основные разбивочные работы. От пунктов геодезической разбивочной основы по данным привязки на местности определяют положение главных или основных разбивочных осей и закрепляют их.

На *втором этапе*, начиная с возведения фундамента, выполняют детальную разбивку сооружений - от закрепленных точек главных и основных осей выносят продольные и поперечные оси отдельных строительных элементов сооружения, определяют уровень проектных высот.

*Третий этап* связан с разбивкой технологических осей оборудования.

Главные оси сооружения, которые определяют его общее положение и ориентировку (первый этап), могут быть получены со средней квадратической ошибкой 3-5 см, а иногда и грубее. Детальная разбивка (второй этап) выполняется со средней квадратической ошибкой 2-3 мм и точнее. Разбивку технологических осей (третий этап) выполняют с точностью до миллиметра и десятых долей миллиметра.

Прежде чем производить геодезические разбивки по выносу в натуру инженерного сооружения, необходимо выполнить геодезическую подготовку проекта, в ходе которой получить все необходимые разбивочные данные.

**Геодезическая подготовка проекта** – это комплекс подготовительных работ перед выносом проекта инженерного сооружения в натуру, включающий подготовку разбивочных данных, аналитический расчет проекта, его геодезическую привязку, составление разбивочных чертежей и, при необходимости, разработку проекта производства геодезических работ.

### 7.4.1. Подготовка разбивочных данных проекта

**Разбивочными данными** инженерного сооружения являются угловые и линейные элементы:

- горизонтальные углы  $\beta$ ;
- расстояния  $d$ ;
- превышения  $h$  между пунктами разбивочной основы и переносимыми от них в натуру точками проекта;
- координаты разбиваемых точек  $X$  и  $Y$ .

Подготовку разбивочных данных проекта инженерного сооружения выполняют графическим, аналитическим или графоаналитическим способами.

### Графический способ подготовки разбивочных данных

Графический способ заключается в определении всех необходимых угловых и линейных данных по планам и чертежам с помощью чертежно-измерительных приборов: масштабной линейки, циркуля-измерителя и геодезического транспорта.

Точность  $\Delta$  графического метода характеризуется масштабом плана и величиной графической точности  $\delta$ , принимаемой равной 0,2 мм

$$\Delta = \delta \cdot M, \quad (7.6)$$

где  $M$  - знаменатель численного масштаба чертежа или плана.

Графический способ применяется при наличии проекта, не связанного с существующими строениями. Разбивочные данные находят сравнительно быстро, но с невысокой точностью.

### Аналитический способ подготовки разбивочных данных

Аналитический способ заключается в определении всех необходимых угловых и линейных данных путем математических вычислений. При этом координаты всех необходимых точек (углы зданий, повороты коммуникаций, пересечения проездов) определяют по результатам измерений на местности, а размеры элементов проекта задают исходя из технологических расчетов и схем горизонтальной планировки.

Разбивочные данные получают из решения обратной геодезической задачи по известным формулам (рисунок 7.6).

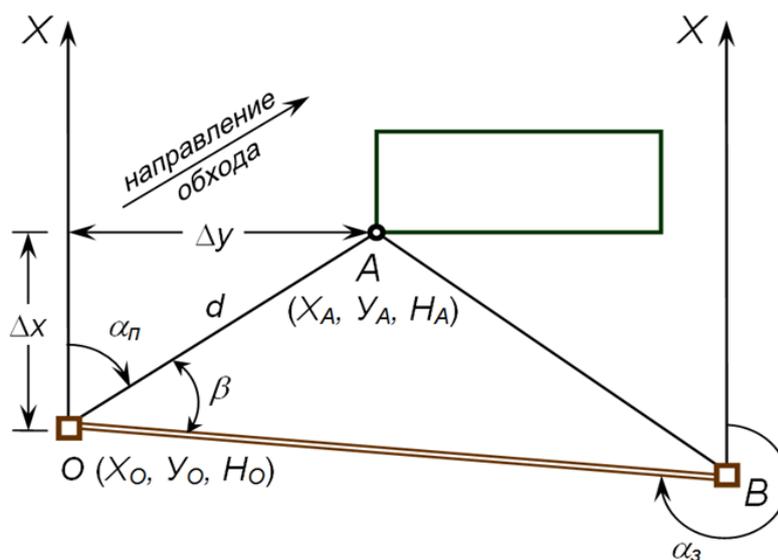


Рисунок 7.6 – Аналитическая подготовка разбивочных данных

$$\left. \begin{aligned} r &= \operatorname{arctg} \frac{\Delta Y}{\Delta X}; \quad r \rightarrow \alpha \\ \Delta X &= X_A - X_O; \quad \Delta Y = Y_A - Y_O \\ \beta &= \alpha_3 - \alpha_{II} \pm 180^0 \\ d &= \frac{\Delta Y}{\sin r} = \frac{\Delta X}{\cos r} = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2} \end{aligned} \right\}, \quad (7.7)$$

где  $X_A$  и  $Y_A$  - координаты проектной точки  $A$ ;

$X_O$  и  $Y_O$  - координаты пункта геодезической разбивочной основы.

Превышение  $h$  между проектной точкой  $A$  и пунктом разбивочной основы  $O$  вычисляется как разность их отметок  $H_A$  и  $H_O$

$$h = H_A - H_O. \quad (7.8)$$

Аналитический способ обеспечивает высокую точность определения разбивочных данных и применяется при реконструкции и расширении предприятий, а также в стесненных условиях застройки.

#### Графоаналитический способ подготовки разбивочных данных

Графоаналитический способ является сочетанием графического и аналитического способов. Часть разбивочных данных определяют на плане графически (длины и дирекционные углы некоторых линий, координаты контурных точек), а другую часть находят аналитически решением прямых и обратных геодезических задач (координаты углов опорных и проектируемых зданий, разбивочные элементы).

Графоаналитический метод обеспечивает высокую точность подготовки разбивочных данных, требует меньших затрат времени по сравнению с аналитическим методом и поэтому является наиболее распространенным.

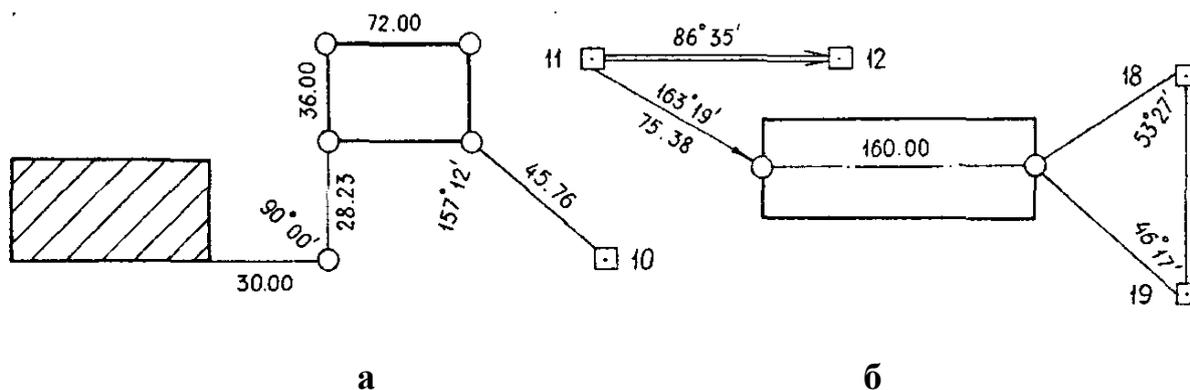
#### 7.4.2. Аналитический расчет и привязка проекта

*Аналитический расчет проекта* выполняется независимо от способа подготовки разбивочных данных и состоит из строгой математической увязки всех его геометрических элементов между собой и с существующей капитальной застройкой. При этом по проектным размерам и углам вычисляют координаты пересечения осей сооружений, проездов, красных линий, а на трассах – элементы прямых и кривых, проектные высоты, уклоны.

Главные и основные оси сооружения привязываются к геодезическим пунктам.

Типовыми геодезическими задачами при аналитическом расчете проекта инженерного сооружения являются:

- прямая и обратная задачи;



а - при реконструкции и расширении объекта; б - на новых площадках  
Рисунок 7.7 - Схема привязки проекта

- определение точек пересечения двух прямых, прямой и кривой;
- вычисление уравнений линий, параллельных и перпендикулярных к заданным;
- вычисление центров круговых сооружений и др.

*Привязка проекта* (рисунок 7.7) включает расчеты разбивочных элементов, по которым выносят проект в натуру от пунктов разбивочной геодезической основы, т.е. нахождение на местности главных осей сооружений.

#### 7.4.3. Составление разбивочных чертежей

Все необходимые данные для перенесения отдельных элементов сооружений в натуру наносят на разбивочный чертеж, который является одним из основных исходных документов для разбивки сооружения.

**Разбивочный чертеж** (рисунок 7.8) представляет собою чертеж, на котором графически изображены главные, основные и промежуточные оси сооружения, а также показаны аналитические данные (координаты  $X$ ,  $Y$  и отметки  $H$ ), определяющие пространственное положение точек пересечения упомянутых осей.

Разбивочный чертеж составляется в масштабе 1:2000 - 1:5000 или крупнее на основании генерального плана сооружения, аналитического расчета и привязки проекта.

На чертеже показываются:

- пункты геодезической основы;
- главные, основные и промежуточные оси с их координатами, отметками и разбивочными элементами;
- контуры сооружений с длинами сторон и углами поворота.

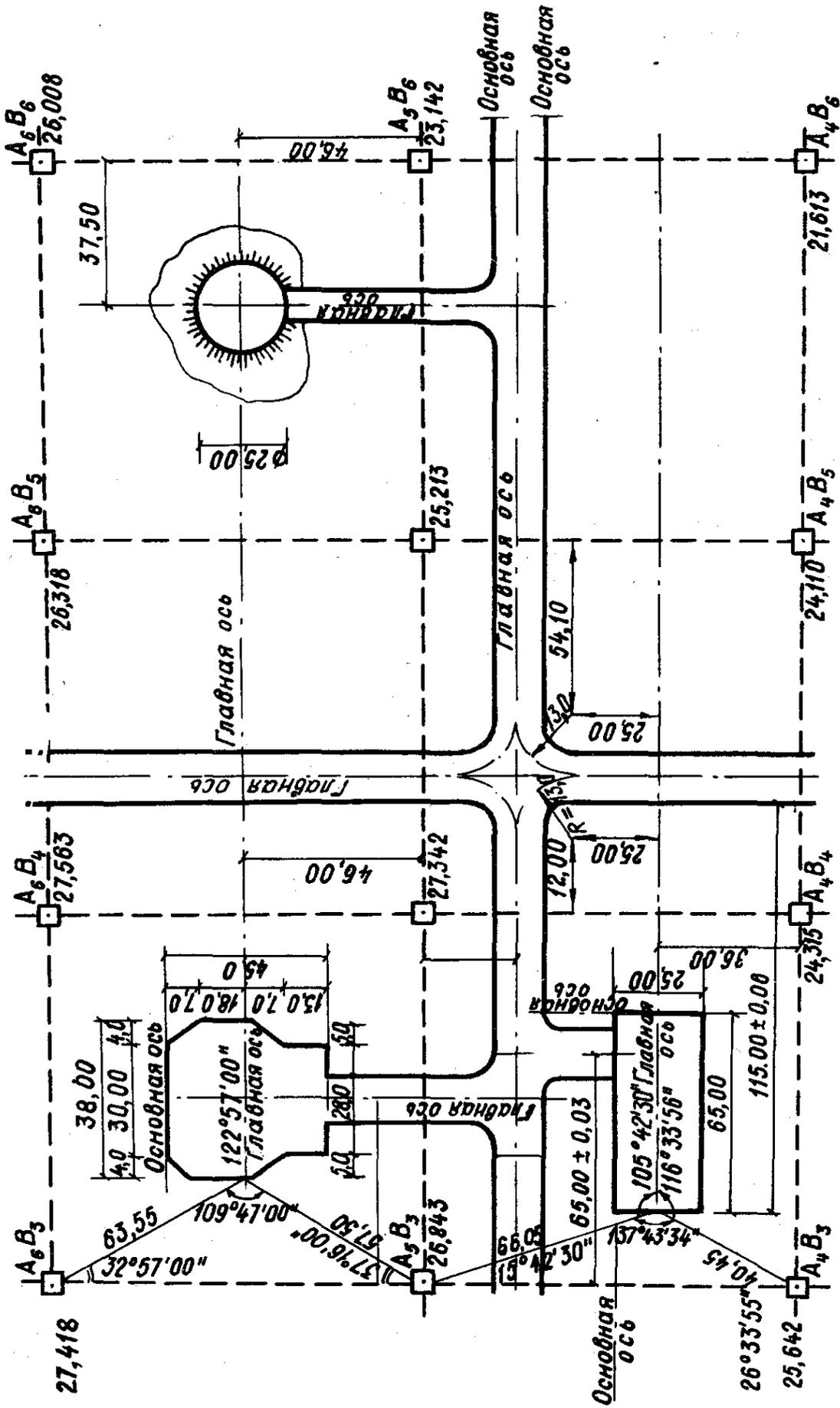


Рисунок 7.8 - Разбивочный чертеж инженерного сооружения

#### 7.4.4. Разработка проекта производства геодезических работ

*Проект производства геодезических работ (ППГР)* – это документ для своевременного обеспечения геодезическими данными всего комплекса строительных работ.

ППГР разрабатывается на основе генерального плана объекта, стройгенплана и технических условий на возведение сооружений.

ППГР является составной и согласованной частью общего проекта производства строительно-монтажных работ (СМР).

ППГР включает 5 основных разделов:

1. Организация геодезических работ на строительной площадке;
2. Основные инженерно-геодезические работы;
3. Геодезические разбивочные работы;
4. Геодезическая выверка конструкций и оборудования;
5. Мониторинг геометрии сооружений.

*Первый раздел* «Организация геодезических работ на строительной площадке» содержит технологию и календарный план выполнения геодезических работ, схему геодезической службы с функциями ее подразделений, график обеспечения геодезическими приборами, смету на производство геодезических работ.

*Второй раздел* «Основные инженерно-геодезические работы» содержит схему и программу построения на площадке плановой и высотной разбивочной основы с обоснованием ее точности, данные по уравниванию геодезической сети, типы применяемых центров и знаков, периодичность контроля устойчивости плановой и высотной основы.

*Третий раздел* «Геодезические разбивочные работы» содержит порядок разбивки главных и основных осей сооружений, детальной разбивки элементов сооружения по этапам строительно-монтажных работ, исполнительных съемок.

*Четвертый раздел* «Геодезическая выверка конструкций и оборудования» содержит порядок разбивки и закрепления монтажных осей сооружения, установки и выверки конструкций в плане, по высоте и по вертикали, требования к точности, применяемые геодезические приборы, методику контрольных измерений.

*Пятый раздел* «Мониторинг геометрии сооружений» содержит обоснование точности наблюдений за деформациями сооружений, применяемые методы, вид геодезической основы, схему размещения знаков, периодичность наблюдений, представляемую отчетную документацию.

## 7.5. Основные способы плановой и высотной разбивки

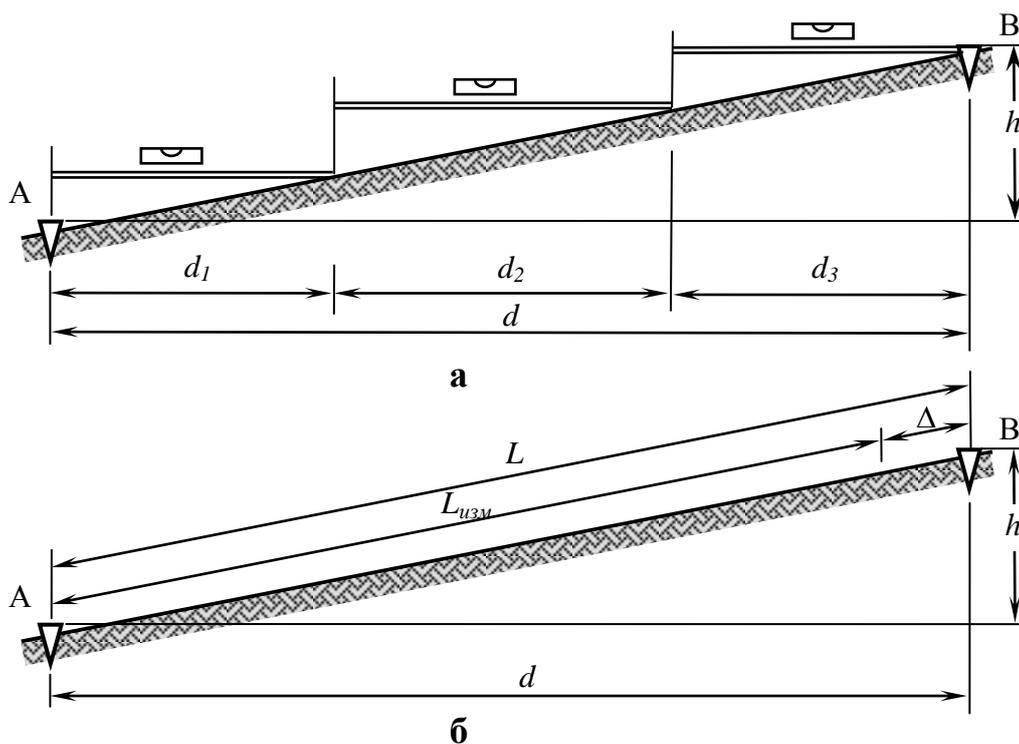
Вынос в натуру точек и осей сооружений выполняется различными способами. Эти способы включают в себя ряд элементарных геодезических построений на местности, таких как построение линий и углов заданной величины, линий проектной длины в заданном направлении и построение заданных направлений. Любое построение является действием, обратным измерению: если при измерении определяется неизвестная пространственная характеристика, закрепленная на местности, то при построении откладывается и закрепляется на местности заданная проектом величина.

### 7.5.1. Плановая разбивка линий и углов

При разбивочных работах приходится часто сталкиваться с построением на местности линий заданной проектом длины. Оно заключается в том, что проектную длину линии, заданную горизонтальным проложением, откладывают на местности, которая в общем случае является наклонной.

#### Построение линий заданной длины

Если не требуется высокой точности построения линии, то ее длину откладывают *способом ватерпасовки* с помощью проверенного мерного прибора без введения каких-либо поправок (рисунок 7.9 а). Ленту, рулетку или проволоку удерживают на весу в горизонтальном положении, которое определяется на



**а** – способ ватерпасовки; **б** – способ редукации

Рисунок 7.9 - Построение линий заданной длины способом ватерпасовки

глаз или по уровню. Конец мерного прибора проецируется на местность также на глаз или по отвесу.

В случаях, когда необходимо построить линию с заданной точностью, пользуются одним из двух *способов редукции*:

- откладывают линию заданной длины непосредственно на заранее подготовленной горизонтальной поверхности;

- откладывают линию последующим перемещением концов ее отрезков на величину поправок за наклон местности.

При применении обоих способов вводят поправки за компарирование мерного прибора и за разность температур воздуха при измерениях и компарировании.

Второй способ редукции более точен и имеет большее применение. Его сущность в том, что вместо построения применяют измерение длины линии. От проектной длины  $d$  переходят к наклонной линии  $L$  в заданном направлении путем введения поправки на разность превышений концов линии

$$\Delta L_h = \frac{h^2}{2 \cdot d}, \quad (7.9)$$

где  $d$  - горизонтальное проложение (проектная длина);

$h$  - превышение конечной точки над начальной.

Поправку  $\Delta L_h$  всегда добавляют к величине проектной длины и получают наклонную длину

$$L = d + \Delta L_h. \quad (7.10)$$

На местности от начальной точки  $A$  (рисунок 7.9 б) в заданном направлении измеряют с проектной степенью точности длину вспомогательной линии  $L_{изм}$ , близкую по величине к длине  $d$ .

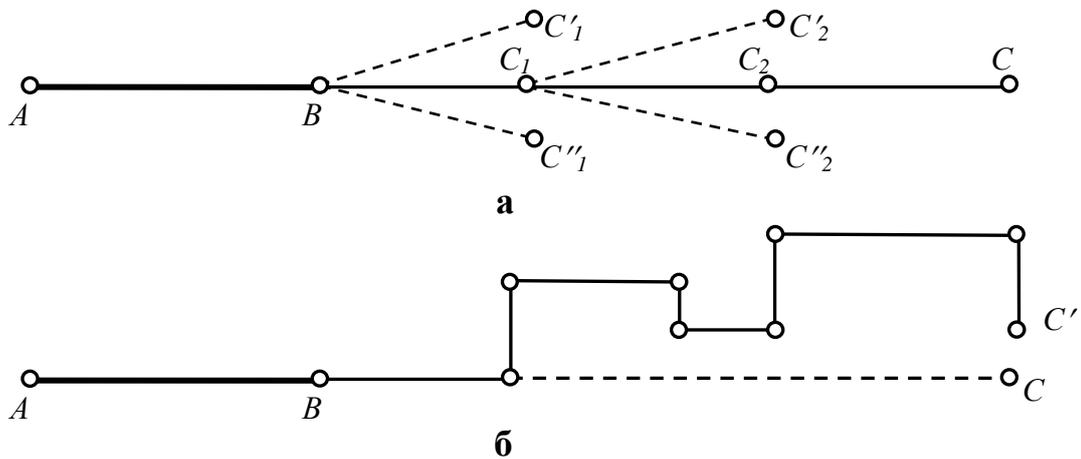
После введения поправок (кроме поправок за приведение к горизонту) линии сравнивают и получают длину домера  $\Delta$ , который откладывают с учетом знака от конечной точки линии

$$\Delta = L - L_{изм}. \quad (7.11)$$

### Построение линий проектной длины в заданном направлении

Линию проектной длины в заданном направлении разбивают способами вешения или теодолитного хода.

При *способе вешения* (рисунок 7.10 а) теодолит устанавливают в точке  $A$  и, визируя на точку  $B$ , выставляют точку  $C_1$ , затем измеряют расстояние  $BC$ . Аналогично выставляются последовательно в створе  $AB$  точка  $C_2$  и т.д. Направление выносится в натуру при двух положениях вертикального круга, и за окончательное принимается среднее положение точек.



**а** – способом вешения; **б** – проложением теодолитного хода  
 Рисунок 7.10 - Построение линий заданной длины  
 в заданном направлении

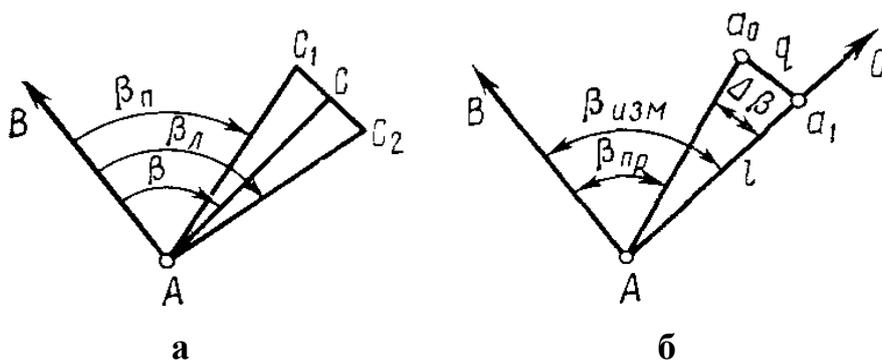
*Теодолитный ход* (рисунок 7.10 б) применяют при невозможности использования способа вешения.

Теодолитный ход прокладывают в обход препятствий примерно параллельно направлению заданной длины. Вычисляют координаты конечной точки  $C'$  хода, сравнивают их с проектными координатами точки  $C$  и находят величину и направление поправки  $C'C$ .

### Построение углов заданной величины

При перенесении в натуру горизонтального угла на местности задают вершину и одну из его сторон и пользуются приближенным способом или способом повышенной точности.

*Приближенный способ* заключается в следующем. Над точкой  $A$  местности устанавливают теодолит в рабочее положение и визируют трубой на другую точку  $B$  (рисунок 7.11 а). При закрепленном лимбе поворотом алиады откладывают заданную величину угла и фиксируют на местности вторую его сторону (например,  $AC_1$ ). Чтобы исключить влияние некоторых инструментальных



**а** – приближенный способ; **б** – способ повышенной точности  
 Рисунок 7.11 - Построение на местности проектного угла

погрешностей, заданную величину угла строят при двух положениях вертикального круга. В результате получают два направления  $AC_1$  и  $AC_2$  второй стороны угла. За окончательное положение второй стороны принимают биссектрису  $AC$ .

*Способ повышенной точности* (рисунок 7.11 б) заключается в том, что вначале заданный угол откладывают при одном положении вертикального круга, а затем полученный угол измеряют несколькими приемами. Полученное среднее значение угла сравнивают с проектным

$$\Delta\beta = \beta_{изм} - \beta_{пр}. \quad (7.12)$$

Если на направлении  $AC$  закрепить предварительную точку  $a_1$ , то величину смещения  $q$  можно определить по формуле

$$q = \frac{l \cdot \Delta\beta}{\rho}. \quad (7.13)$$

Отложив на перпендикуляре к направлению  $AC$  величину  $q$ , получим точку  $a_0$ , направление на которую и даст искомую сторону угла  $\beta$ .

### 7.5.2. Плановая разбивка точек

Разбить точку в плане можно различными способами: прямоугольных и полярных координат, угловой, линейной и створной засечками.

*Способ прямоугольных координат* (или *перпендикуляров*) целесообразно применять при наличии на стройплощадке строительной сетки. Для выноса в натуру точки  $C (X_C; Y_C)$  данным способом поступают следующим образом (рисунок 7.12). На стороне  $AB$  геодезической основы от исходного пункта  $A (X_A; Y_A)$  откладывают отрезок  $d_1$ , на конце которого восстанавливают перпендикуляр  $d_2$  и получают положение точки  $C$ .

Расстояния  $d_1$  и  $d_2$  вычисляют как разности координат точек  $A$  и  $C$  по формулам

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \Delta Y = Y_C - Y_A \\ d_2 &= \Delta X = X_C - X_A \end{aligned} \right\}. \quad (7.14)$$

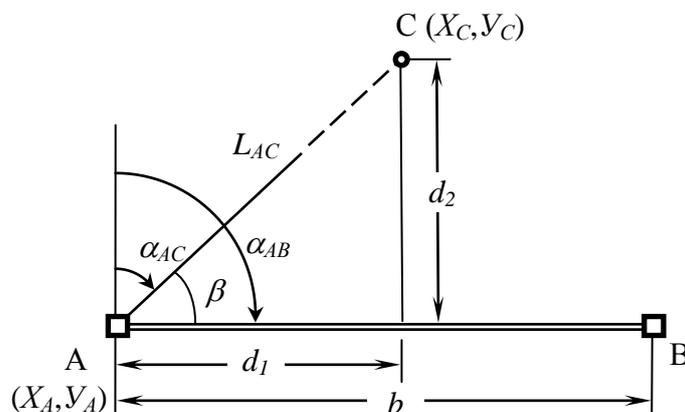


Рисунок 7.12 - Способы прямоугольных и полярных координат

Причем наибольший из этих отрезков откладывается по соответствующей линии сетки (базису  $b$ ), а меньший - по перпендикуляру к ней.

*Способ полярных координат* (рисунок 7.12) применяется на открытой и ровной местности. Построение точки  $C (X_C; Y_C)$  производится путем отложения на исходном пункте  $A (X_A; Y_A)$  от базиса  $b$  проектного угла  $\beta$  и расстояния  $L_{AC}$ .

Полярные координаты  $\beta$  и  $L_{AC}$  получают из решения обратной геодезической задачи по формулам

$$\beta = \alpha_{AB} - \alpha_{AC}, \quad (7.15)$$

где  $\alpha_{AB}$  - дирекционный угол стороны  $AB$  разбивочной основы;  
 $\alpha_{AC}$  - дирекционный угол направления из пункта  $A$  на точку  $C$ ;

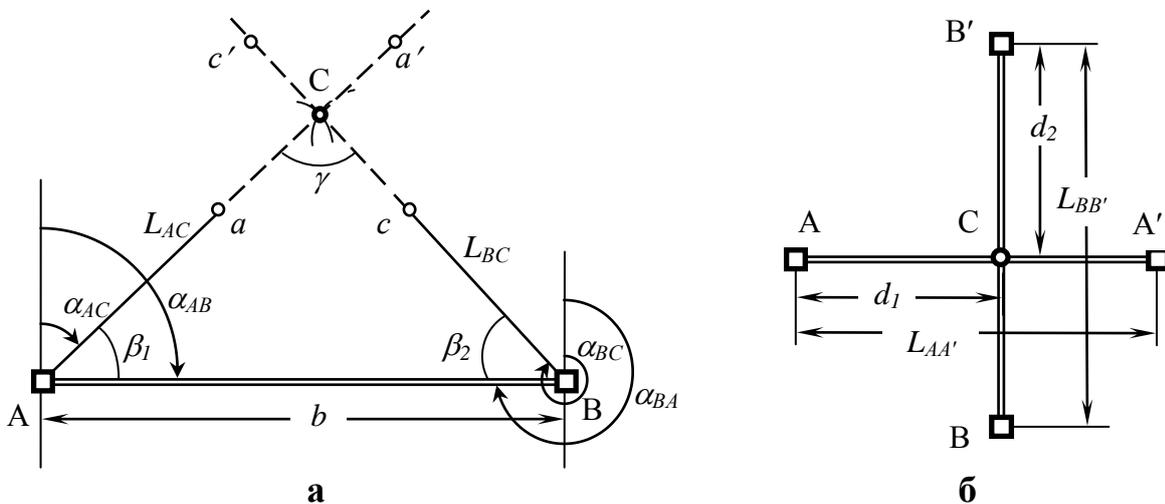
$$\operatorname{tg} \alpha_{AC} = \frac{Y_C - Y_A}{X_C - X_A}, \quad (7.16)$$

$$L_{AC} = \frac{Y_C - Y_A}{\sin \alpha_{AC}} = \frac{X_C - X_A}{\cos \alpha_{AC}}. \quad (7.17)$$

*Способ прямой угловой засечки* (рисунок 7.13 а) применяется для разбивки недоступных точек, когда сильно усложнены непосредственные линейные измерения. Построение точки  $C$  производят путем отложения на исходных пунктах  $A$  и  $B$  от базиса  $b$  проектных углов  $\beta_1$  и  $\beta_2$ , которые получают как разности дирекционных углов исходной стороны  $\alpha_{AB}$  и  $\alpha_{BA}$  и направлений на проектную точку  $\alpha_{AC}$  и  $\alpha_{BC}$  по формулам

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= \alpha_{AB} - \alpha_{AC} \\ \beta_2 &= \alpha_{BC} - \alpha_{BA} \end{aligned} \right\}. \quad (7.18)$$

Угол засечки  $\gamma$  должен быть в пределах  $30 - 150^\circ$ . Направление  $AC$  фиксируют на местности точками  $a$  и  $a'$ , а направление  $BC$  - точками  $c$  и  $c'$ . Между закрепленными точками  $a$  и  $a'$ ,  $c$  и  $c'$  натягивают проволоки, в пересечении которых находят выносимую точку  $C$ . Точку  $C$  можно получить более надежно, если прямую угловую засечку выполнять с трех и более пунктов.



**а** – угловая и линейная засечки; **б** – створная засечка

Рисунок 7.13 - Способы угловой, линейной и створной засечек

*Способ линейной засечки* (рисунок 7.13 а) применяется для разбивки осей строительных конструкций. Положение точки  $C (X_C; Y_C)$  на местности получают на пересечении двух дуг, радиусы которых  $L_{AC}$  и  $L_{BC}$  откладывают от исходных пунктов  $A (X_A; Y_A)$  и  $B (X_B; Y_B)$ . Длины проектных отрезков  $L_{AC}$  и  $L_{BC}$  получают в ходе решения обратной задачи по формулам (7.16) и (7.17). Наилучший результат разбивки точки  $C$  обеспечивается в том случае, когда длины проектных отрезков не превышают длины мерного прибора.

*Способ створной засечки* (рисунок 7.13 б) применяется для разбивки осей зданий и сооружений, монтажных осей конструкций и технологического оборудования. Искомую точку  $C (X_C; Y_C)$  на местности получают на пересечении двух створов с длинами  $L_{AA'}$  и  $L_{BB'}$  между исходными пунктами  $A-A'$  и  $B-B'$  или отложением проектного расстояния  $d_1$  по створу  $A-A'$  ( $d_2$  по створу  $B-B'$ ).

Расстояния  $d_1$  и  $d_2$  вычисляют по координатам опорных пунктов  $A, A', B, B'$  и проектной точки  $C$ . Откладывают расстояния  $d_1; d_2; d_3$ , визируя теодолитом по створам, и находят положение точки  $C$ . Высокая производительность и точность работ обеспечивается при построении створов двумя теодолитами.

### 7.5.3. Высотная разбивка точек

Высотное положение точки с проектной отметкой определяется геометрическим нивелированием от реперов разбивочной основы.

#### Вынос в натуру отметок точек

Для выноса в натуру отметки точки применяют нивелир и две рейки.

Пусть  $H_{np}$  проектная отметка точки  $A$  (рисунок 7.14), а  $H_r$  - пункта геодезической основы. Примерно посередине между репером и точкой  $A$  устанавливают нивелир в рабочее положение и берут отсчет  $a$  по рейке, установленной на репере. Из рисунка 7.14 следует, что отсчет по рейке, установленной на временном знаке (точке  $A$ ), будет

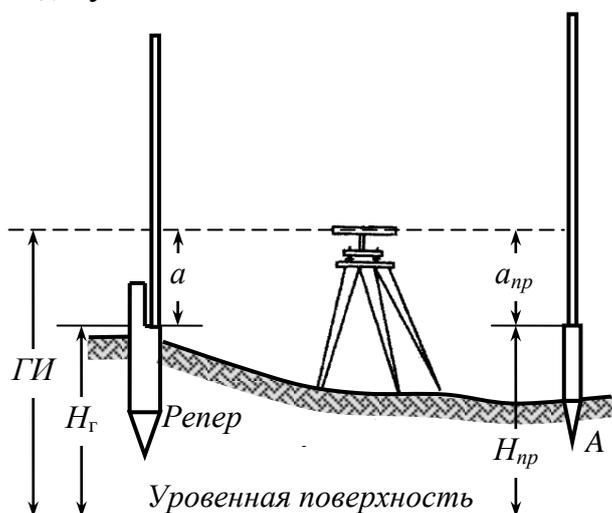


Рисунок 7.14 - Вынос в натуру проектной отметки точки

$$a_{np} = H_r + a - H_{np} . \quad (7.19)$$

Но так как

$$H_r + a = ГИ,$$

то

$$a_{np} = ГИ - H_{np} . \quad (7.20)$$

Временный знак в точке  $A$  перемещают по вертикали (вверх или вниз) до получения нужного отсчета  $a_{np}$  по рейке, установленной на его торце.

Для контроля перенесение в натуру отметок точек производят по двум сторонам реек или при двух горизонтах инструмента.

### Передача отметок по вертикали

При передаче отметок по вертикали применяют два нивелира, нивелирные рейки и подвесные компарированные ленты или рулетки (рисунок 7.15). Рейки устанавливают на реперы или марки, между которыми передают отметки. Рулетки подвешивают на кронштейнах. Для устойчивости к подвешенной рулетке прикрепляют груз весом около 10 кг, который погружают в ведро с вязкой жидкостью. Наблюдения выполняют по двум нивелирам одновременно, один из которых установлен на земле (дневной поверхности), а другой – на монтажном горизонте или на дне котлована. В результате наблюдений получают отсчеты  $a$  и  $b$  по шкалам реек и  $c$  и  $d$  по шкале рулетки. Отметку определяемого репера  $H_{P_{n-2}}$  вычисляют по формуле

$$H_{P_{n-2}} = H_{P_{n-1}} + a \pm (d - c) - b , \quad (7.21)$$

где  $H_{P_{n-1}}$  - отметка исходного репера, м.

Разность отсчетов по рулетке ( $d - c$ ) определяют с учетом поправок за компарирование, температуру и натяжение рулетки.

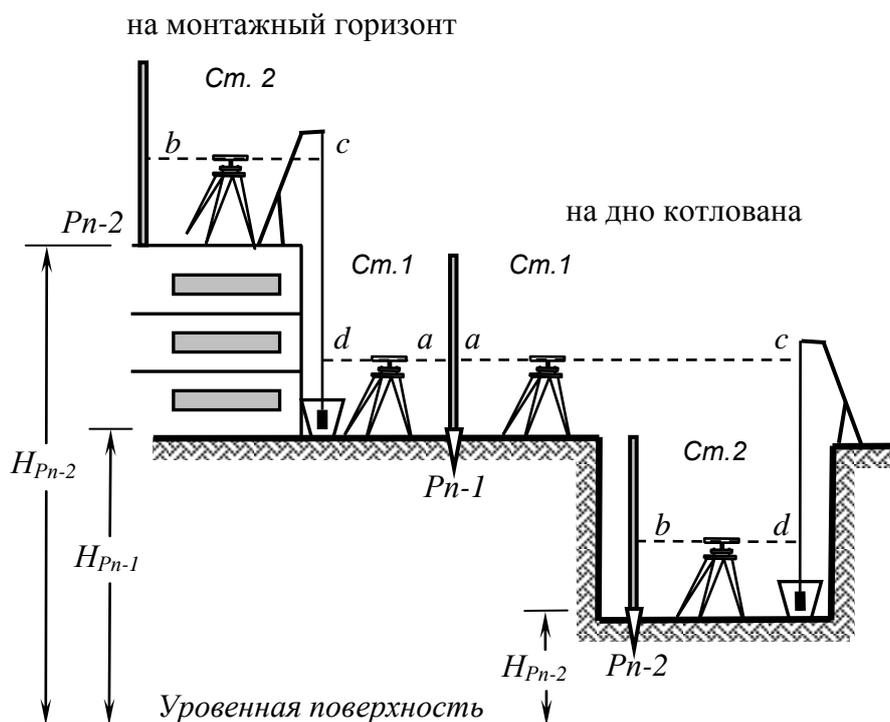


Рисунок 7.15 - Передача отметок по вертикали

## 7.6. Мониторинг геометрии сооружений

Инженерные сооружения по своей конструкции опираются на грунтовые основания. Под влиянием тяжести здания (сооружения), температуры окружающей среды, ветра, изменения влажности основания и других причин происходит перемещение частиц грунта. Вследствие этого грунтовые основания сооружений могут претерпевать уплотнение грунта без изменения его структуры, набухание, оседание толщи грунта в местах пустот и подвижки в горизонтальном направлении. И соответственно происходит деформация конструкций фундаментов и наземной части здания (сооружения).

**Деформация инженерного сооружения** – это изменение положения объекта относительно его первоначального состояния, сопровождающееся появлением трещин, разломов и разрушением конструкций.

Для своевременного предупреждения аварий и для более детального изучения причин нарушения эксплуатационных качеств сооружений проводят систематические наблюдения за их деформациями.

*Геодезические наблюдения за деформациями инженерных сооружений и их конструкций называются мониторингом геометрии сооружений.*

Мониторинг ведут с начала возведения сооружения и продолжают в течение всего периода эксплуатации. Наблюдения, выполняемые через определенные промежутки времени, называют *систематическими*. При резком изменении деформации выполняют *срочные наблюдения*. Одновременно с определением деформации производят *специальные наблюдения* за изменением состояния грунтов и подземных вод, температуры тела сооружения, изменением метеословий и т.д.

### 7.6.1. Виды деформаций сооружений

При деформации конструкции сооружений перемещаются по двум составляющим: по высоте и в плане. Кроме того, сооружения башенного типа могут отклоняться от вертикали.

**Вертикальные перемещения** конструкций под действием различных вертикальных сил называют *осадками, просадками* или *подъемами*.

**Осадки** – это перемещения вниз в результате уплотнения грунтов под тяжестью сооружения.

**Просадки** – это быстрые и значительные осадки вследствие уплотнения пористых и рыхлых грунтов, изменения уровня грунтовых вод, карстовых, оползневых и сейсмических явлений.

**Подъемы** – это перемещения вверх (пучение) в результате набухания, выемки грунта при рытье котлованов, промерзания влажных грунтов, движения земной коры.

**Горизонтальные перемещения** конструкций под действием горизонтальных сил, бокового давления воды, ветра или грунта, изгибающих моментов, оползневых явлений, потери несущей способности грунтов называют *смещениями* или *сдвигами*.

Если вертикальные и горизонтальные перемещения различных точек конструкций равны по величине и направлению, то их называют *равномерными*, если нет - то *неравномерными*. Неравномерные перемещения точек приводят к изменению формы и размеров конструкции, в результате появляются трещины и даже разломы. Опыт строительства показал, что все здания и сооружения подвергаются перемещениям и деформациям. Абсолютно неподвижных и недеформируемых конструкций нет.

**Отклонение вертикальной оси сооружения от вертикали** под действием пары неравномерных сил: неравномерного нагрева солнцем и ветрового давления, называют *креном* или *наклоном*. Наклон вдоль продольной оси называют *завалом*, а вдоль поперечной оси – *перекосом*.

По своему характеру деформации конструкций подразделяют на *упругие* и *остаточные*. При упругих деформациях конструкция после снятия нагрузки принимает прежнюю форму. Упругие деформации наблюдаются, пока нагрузки не превышают определенного предела. Если воздействия от нагрузки превышают этот предел, то размеры и форма конструкции не восстанавливаются. В этом случае происходит нарушение прочности сооружения, в конструкциях появляются трещины и разломы, а в отдельных случаях возможны аварии и разрушение сооружения.

Для проведения мониторинга в сооружения закладывают марки или специальные приспособления для регистрации напряжений и взаимного перемещения точек конструкций.

### 7.6.2. Точность определения деформаций сооружений

Точность определения деформаций зависит от типа сооружения, вида основания, задач наблюдений и скорости протекания деформаций.

*Точность определения осадок и смещений* выражается средней квадратической погрешностью  $m_g$ , определяемой по формуле

$$m_g \leq 0,2 \cdot \Delta\Phi, \quad (7.22)$$

где  $\Delta\Phi$  – величина деформации между циклами измерений.

Согласно ГОСТу 24846-81 допустимые погрешности определения *осадок* не должны превышать:

1 мм – для уникальных зданий, длительное время (более 50 лет) находящихся в эксплуатации, а также на скальных грунтах;

2 мм – для зданий и сооружений на песчаных, глинистых и других слабо сжимаемых грунтах;

5 мм – для зданий и сооружений на насыпных, просадочных и других сильно сжимаемых грунтах;

10 мм – для земляных сооружений.

Допустимые погрешности определения *смещений* не должны превышать:

1,5 мм – для зданий и сооружений, возводимых на скальных грунтах;

3 мм – для зданий и сооружений на песчаных, глинистых и других слабо сжимаемых грунтах;

7 мм – для зданий и сооружений на насыпных, просадочных и других сильно сжимаемых грунтах.

Точность определения **кренов** высоких сооружений (телебашен, дымовых труб, мачт и т.д.) выражается средней квадратической погрешностью  $m_k$ , определяемой по формуле

$$m_k \leq 0,0005 \cdot H, \quad (7.23)$$

где  $H$  – высота сооружения.

Промежуток времени между циклами измерений зависит от вида сооружений, скорости изменения деформации и др. В строительный период систематические наблюдения в среднем выполняют 1-2 раза в квартал, а в период эксплуатации – 1-2 раза в год. При срочных наблюдениях их выполняют до и после выявления факторов, резко изменяющих обычный ход деформации.

Мониторинг геометрии сооружений ведут различными способами. Наиболее пригодными при наблюдениях оказались геодезические методы, позволяющие полностью характеризовать перемещения точек конструкции сооружения в пространстве.

### 7.6.3. Наблюдения за осадками сооружений

При наблюдениях за осадками в конструкции сооружения закладывают осадочные марки и периодически (циклами) определяют их отметки. Для определения отметок точек с высокой точностью используют *геометрическое нивелирование*. При наблюдениях за осадками точек конструкций с большими превышениями, и расположенных в труднодоступных местах, применяют *тригонометрическое нивелирование* с измерением расстояний и углов наклона высокоточными способами. Для определения отметок точек в стесненных условиях внутри зданий используют *гидростатическое нивелирование*. При определении превышений между точками, расположенными на расстоянии 1-1,5 м, применяют *микронивелирование*. При компактном расположении большого числа наблюдаемых точек (в различных уровнях) на открытых обзорных стенах сооружения применяют *фотограмметрический метод*.

Наибольшее распространение получили геодезические методы: геометрическое и гидростатическое нивелирование.

#### Наблюдения за осадками сооружений методом геометрического нивелирования

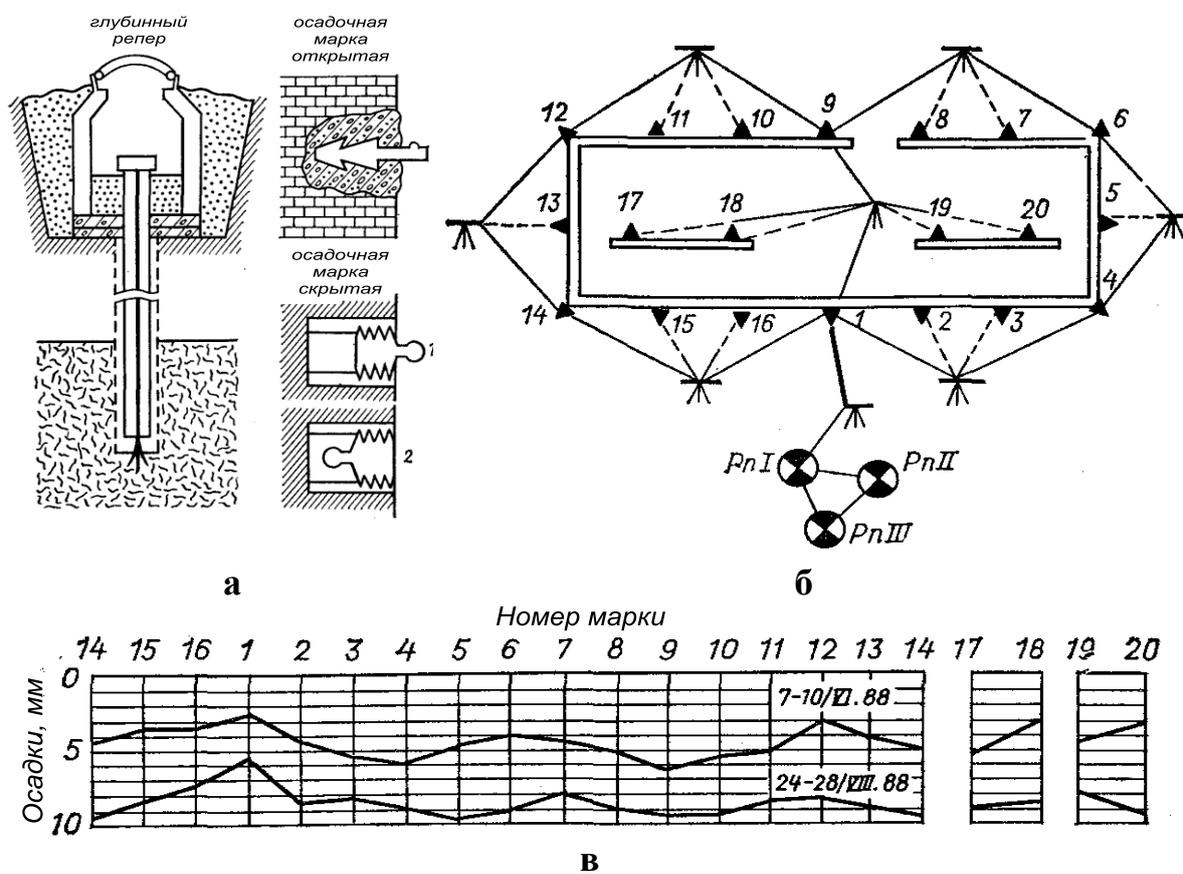
Высотной основой для определения отметок служат опорные реперы, закладываемые вне зоны осадок. Для промышленных и гражданских сооружений опорные реперы закладывают не ближе 80 м от здания, а для крупных гидротехнических сооружений – на расстоянии до 1 км. Для контроля устойчивости реперы закладывают кустами из трех расположенных недалеко друг от друга знаков. По результатам измерений превышений между реперами при одной установке нивелира определяют наиболее устойчивый репер, который принимают за исходный при наблюдениях за осадками.

При наблюдениях за осадками наиболее часто применяют *глубинные реперы*, закладываемые в коренные породы (рисунок 7.16 а). В выступающие над землей конструкции несущих фундаментов закладывают *осадочные марки открытого типа*. Наиболее распространенный тип знака показан на рисунке 7.16 а. При наблюдениях за осадками памятников истории и архитектуры, чтобы не менять облика сооружения, применяют *осадочные марки скрытого типа* (рисунок 7.16 а). Эти марки закладывают заподлицо со стеной 2, а при наблюдениях их открывают 1.

Места установки знаков определяют в зависимости от требований к наблюдениям. Для типовых гражданских и промышленных зданий их располагают по периметру через 10 м на несущих конструкциях внутри здания и по обе стороны осадочных швов здания. Образец размещения осадочных марок приведен на рисунке 7.16 б.

Наблюдения за осадками проводят циклами, начиная с нулевого цикла. При наблюдениях за осадками строящихся зданий циклы совмещают с завершением этапов строительства, например этажа. Тем самым, циклы оказываются связанными с этапами нагрузки на основания.

После завершения строительства сроки наблюдений устанавливают с учетом величины и скорости осадок, обычно 2-3 раза в год до полной стабилизации осадок. Для определения отметок осадочных марок прокладывают ход



**а** – знаки закрепления точек; **б** – схема наблюдений; **в** – график осадок  
Рисунок 7.16 – Наблюдения за осадками сооружений методом геометрического нивелирования

высокоточного геометрического нивелирования короткими лучами. При нивелировании места установки прибора закрепляют штырями в грунте или дюбель-гвоздями в асфальте, а нивелир во всех циклах измерений устанавливают над этими знаками. Часть осадочных марок включают в ход в виде промежуточных точек. Марки 1, 4, 6, 9, 12 и 14 (рисунок 7.16 б) являются связующими точками хода, остальные – промежуточными. По результатам измерения превышений в ходе вычисляют отметки осадочных марок в данном цикле и выписывают их в ведомость вычислений осадок. Осадку  $j$  марки в  $i$  цикле вычисляют по формуле

$$\Delta_{ij} = H_{0j} - H_{ij}, \quad (7.24)$$

где  $H_{0j}$  – отметка  $j$  марки в нулевом цикле наблюдений;

$H_{ij}$  – отметка  $j$  марки в  $i$  цикле наблюдений.

Образец ведомости вычисления осадок приведен в таблице 7.1.

Для наглядного отображения процесса осадки здания или сооружения строят график, на котором показывают осадочные марки и величины осадок (рисунок 7.16 в).

При определении осадок бетонных плотин гидроузлов применяют нивелирование I и II классов со средними квадратическими ошибками измерения превышений на станции 0,3 и 0,4 мм. При определении осадок промышленных и гражданских зданий используют нивелирование II и III классов со средними квадратическими ошибками измерения превышений на станции 0,4 и 0,9 мм.

При измерениях высокой точности применяют тщательно отъюстированные высокоточные нивелиры типа Н-05, штриховые инварные или специальные малогабаритные рейки. Нивелир устанавливают строго посередине между марками, отсчеты берут по основной и дополнительной шкалам. Нивелируют при двух горизонтах прибора в прямом и обратном направлениях при длине визирного луча до 25 м и его высоте над грунтом или полом не менее 0,5 м.

Таблица 7.1 – Ведомость вычисления осадок сооружения

Номер осадочной марки	0 цикл		1 цикл		2 цикл	
	Фундамент		1-й этаж		2-й этаж	
	8 - 12 мая 2008г.		7 - 10 июля 2008г.		24 - 28 сентября 2008г.	
	Отметка, м	Отметка, м	Осадка, мм	Отметка, м	Осадка, мм	
1	158,752	158,750	-2	158,747	-5	
2	,849	,845	-4	,841	-8	
3	,342	,337	-5	,334	-8	
...	...	...	...	...	...	
20	,483	,480	-3	,474	-9	
Средняя осадка, мм			-4		-8	

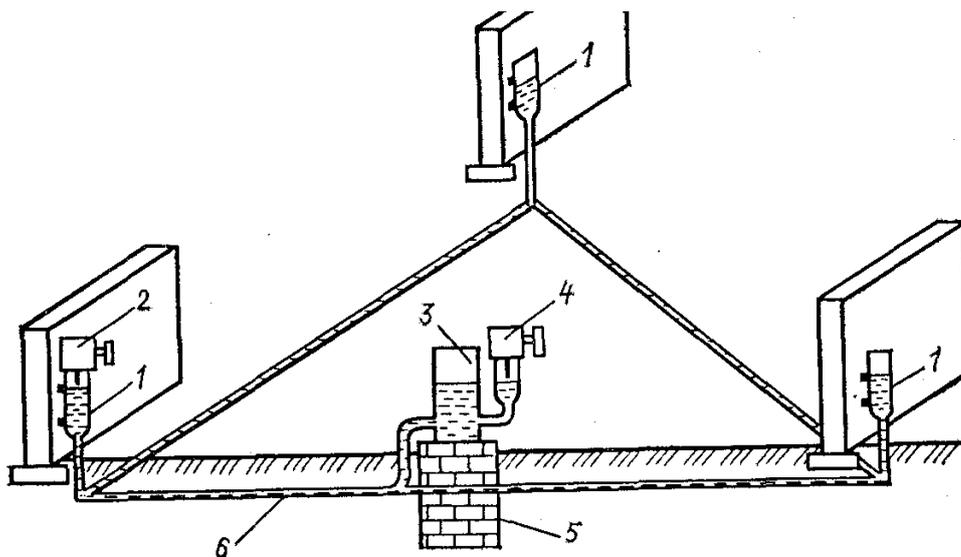
## Наблюдения за осадками сооружений методом гидростатического нивелирования

Для систематических наблюдений за осадками крупных промышленных зданий и гидротехнических сооружений применяют стационарные гидростатические системы (рисунок 7.17). К конструкциям фундаментов неподвижно прикрепляют специальные стеклянные трубки-пьезометры 1, на которые в фиксированное положение надевают переносные измерительные устройства 2. Приблизительно в центре сооружения в закрытом помещении на устойчивом фундаменте 5 устанавливают напорный резервуар 3 с контрольным пьезометром и измерительным устройством 4. Все пьезометры соединены между собой и с напорным резервуаром резиновыми шлангами 6, уложенными в защитные водопроводные трубы ниже глубины промерзания грунта.

При наблюдениях напорный резервуар служит опорным репером. Резервуар заполняют кипяченой подкрашенной водой, которая по шлангам заполняет всю гидростатическую систему. После затухания колебаний жидкости в системе по измерительным устройствам 4 и 2, соответственно на напорном резервуаре (опорном репере) и пьезометрах на наблюдаемых точках, берут отсчеты и вычисляют превышения между этими точками. Величину осадки определяют как разность превышений в нулевом и текущем циклах наблюдений.

Система гидростатического нивелирования позволяет определять осадки со средней квадратической погрешностью порядка 0,1 мм.

Для автоматической регистрации недопустимых осадок измерительные устройства устанавливают на всех пьезометрах: иглу измерительного устрой-



- 1 – трубки-пьезометры; 2 – переносное измерительное устройство;  
3 – напорный резервуар; 4 – контрольный пьезометр и измерительное устройство; 5 – устойчивый фундамент; 6 – резиновый шланг

Рисунок 7.17 – Наблюдения за осадками сооружений методом гидростатического нивелирования

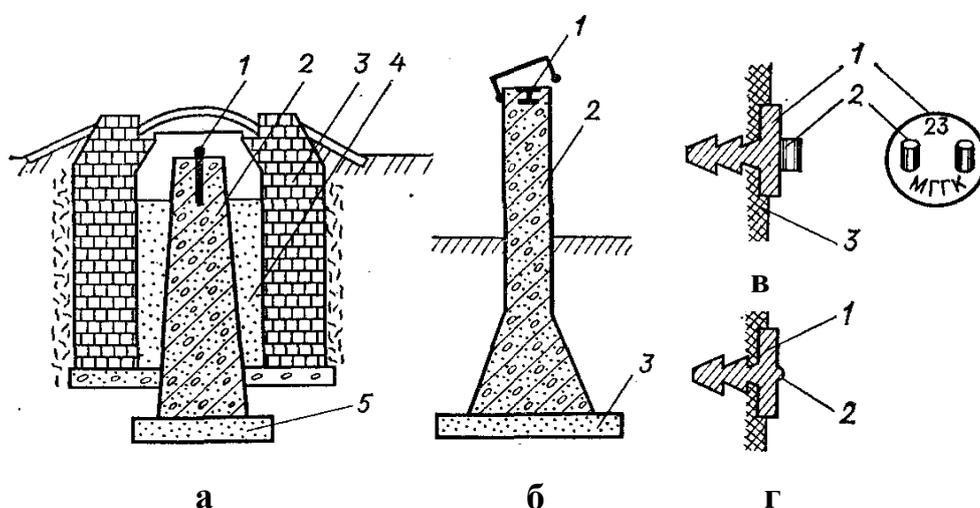
ства закрепляют над уровнем жидкости на расстоянии, соответствующем допустимой величине осадки, и соединяют ее с постоянным источником тока. При осадке фундамента пьезометр опускается и жидкость соприкасается с иглой измерительного устройства, замыкая электрическую цепь. При этом на центральном пульте загорается соответствующая сигнальная лампочка. По этому сигналу принимаются соответствующие меры.

#### 7.6.4. Наблюдения за смещениями сооружений

При наблюдениях за смещениями сооружений используют опорные знаки и деформационные марки. Опорные знаки устанавливают вне зоны подвижек грунта. Они являются исходной основой, относительно которой определяют положение деформационных марок. Деформационные марки предназначены для закрепления наблюдаемых точек на конструкциях зданий и сооружений.

*Опорный знак* (рисунок 7.18 а) представляет собой железобетонный пилон 2, устанавливаемый в грунт на фундаментную плиту 5. Для защиты знака от повреждений его закладывают в колодец 3, заполненный теплоизоляционной засыпкой 4. Верхняя часть пилона имеет сферическую головку 1, центр которой закреплен насечкой на металле или отверстием небольшого диаметра. При наблюдениях за смещениями для установки прибора и закрепления точек используют *наблюдательный столб* (рисунок 7.18 б). Он представляет собой железобетонный столб 2 квадратного сечения, в верхней части которого имеется головка знака 1 и металлическая крышка на шарнире с запором. Для повышения устойчивости столба устраивают фундаментную плиту 3. Высота выступающей над землей части знака составляет 1,2 м.

*Деформационная марка* (рисунок 7.18 в, г) представляет собой металлический диск 1, закладываемый в стену 3 или наклонную часть сооружения. Марка изменяет свое пространственное положение вместе со смещением кон-



**а** – опорный знак; **б** – наблюдательный столб; **в** – деформационная марка с ушками; **г** – деформационная марка с полусферической головкой

Рисунок 7.18 – Знаки закрепления точек при наблюдениях за смещениями сооружений

струкции сооружения. Для непосредственного визирования теодолитом марку раскрашивают двумя цветами с четким обозначением места наведения креста или нити зрительной трубы. Если марка предназначена для горизонтальной установки специальной измерительной линейки, то она или имеет специальные ушки 2 (рисунок 7.18 в) для упоров линейки или полусферическую головку 2 (рисунок 7.18 г) для установки пятки специальной рейки.

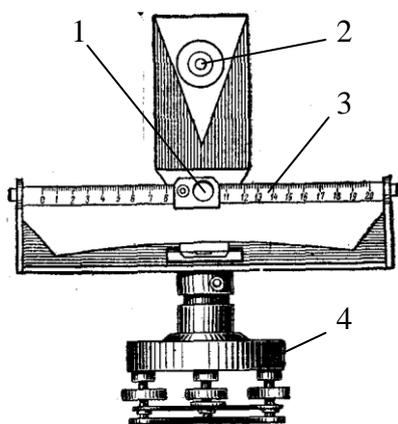
Наблюдения за смещениями конструкций осуществляют циклами. Нулевой цикл выполняют до появления горизонтальных нагрузок на конструкции. Например, до заполнения водохранилища водой или засыпки грунтом подземной части здания. Последующие циклы совмещают с этапами ожидаемого появления горизонтальных смещений, а после ввода сооружения в эксплуатацию – не реже двух раз в год до полной стабилизации сооружения.

Смещения сооружений или их элементов определяют различными методами. Наиболее распространенными являются: метод створных измерений, метод линейно-угловых построений и фотограмметрический метод.

### Наблюдения за смещениями сооружений методом створных измерений

Створные наблюдения применяют для определения смещений прямолинейных сооружений. Вне зоны подвижек грунтов закладывают опорные знаки, закрепляющие створную линию. От обозначенного створа периодически циклами определяют величины смещений деформационных марок, установленных на сооружении. Направление створа принимают за ось абсцисс, а направление смещений – за ось ординат. Для повышения точности измерений линию створа совмещают с точками деформационных марок, либо располагают на небольшом удалении от сооружения, примерно на 20-50 см.

Величины смещений можно определять *способом подвижной марки* или *способом малых углов*.



1 – микрометрический винт; 2 – визирная цель;  
3 – шкала; 2 – подставка с винтами  
Рисунок 7.19 – Подвижная марка

**В способе подвижной марки** величина смещения определяется непосредственно. Для этой цели подвижная марка (рисунок 7.19) снабжена микрометрическим винтом 1, перемещающим визирную цель 2, и отсчет по шкале 3 дает величину горизонтального смещения точки, на которой установлена марка. При наблюдениях теодолит устанавливают над опорным знаком А (рисунок 7.20 а), приводят его в рабочее положение и наводят центр сетки нитей на опорный знак В, таким образом обозначив

створ  $AB$ . Подвижные марки устанавливаются в точках 1, 2 и 3. Визирная цель марки микрометрическим винтом передвигается до совпадения с центром сетки нитей теодолита, т.е. оси марки со створом  $AB$ . Далее, как при боковом нивелировании, берут отсчеты  $n_{01}$ ,  $n_{02}$  и  $n_{03}$  по шкалам подвижных марок. Эти измерения составляют нулевой цикл.

Смещение  $j$  деформационной марки в  $i$  цикле вычисляют по формуле

$$c_{ij} = n_{0j} - n_{ij}, \quad (7.25)$$

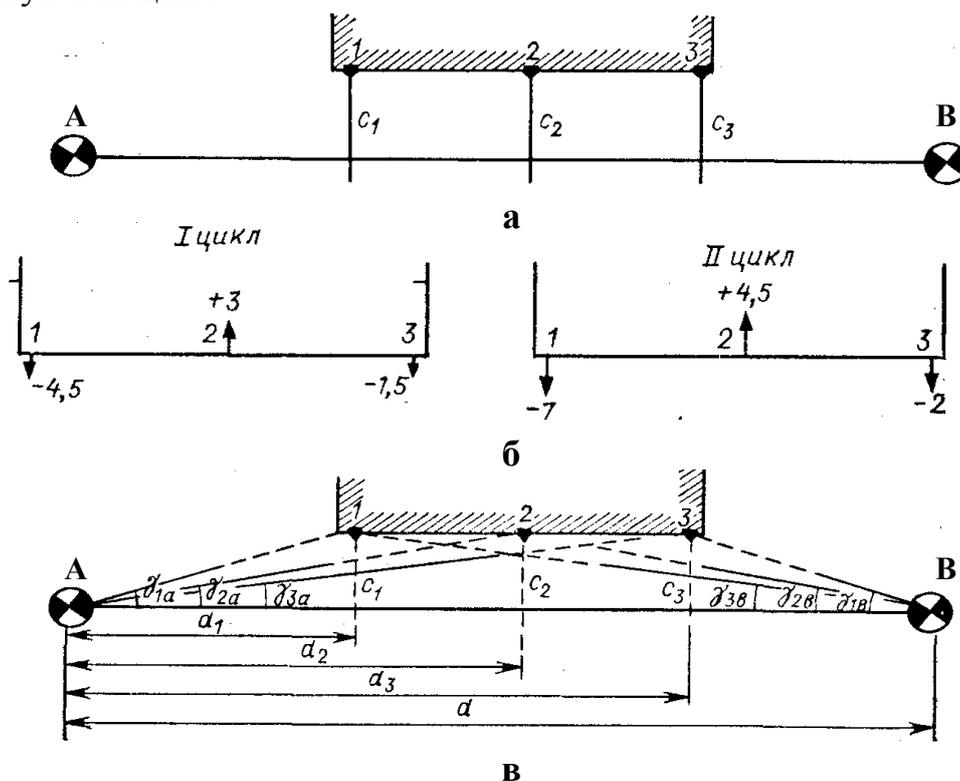
где  $n_{0j}$  и  $n_{ij}$  – отсчеты по шкале  $j$  марки в нулевом и  $i$  циклах наблюдений.

Во втором и последующем циклах программа измерений остается неизменной, что позволяет исключать из результатов наблюдений ряд систематических погрешностей.

Результаты измерений и вычислений записывают в ведомость. Образец ведомости вычисления смещений приведен в таблице 7.2.

Результаты определения горизонтальных смещений выписывают на схему отдельно по каждому циклу наблюдений (рисунок 7.20 б), что позволяет более наглядно представить изменения смещений во времени.

В способе малых углов величина смещения определяется косвенно по измеренным углам и расстоянию до них. При наблюдениях теодолитом с опорных знаков  $A$  и  $B$  (рисунок 7.20 в) измеряют малые параллактические углы  $\gamma_{1a}$ ,  $\gamma_{2a}$ ,  $\gamma_{3a}$  ( $\gamma_{1b}$ ,  $\gamma_{2b}$ ,  $\gamma_{3b}$ ) между линией створа  $AB$  ( $BA$ ) и направлениями на деформационные марки 1, 2 и 3, а также расстояния  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  и  $d$ . Эти измерения составляют нулевой цикл.



а – способ подвижной марки; б – схема наблюдений; в – способ малых углов

Рисунок 7.20 – Наблюдения за смещениями сооружений методом створных измерений

Таблица 7.2 – Ведомость вычисления смещений точек сооружения

Номер деформационной марки	0 цикл		1 цикл		2 цикл	
	12 июня 2008г.		30 августа 2008г.		20 декабря 2008г.	
	Отсчет по шкале марки, м	Отсчет по шкале марки, м	Смещение, мм	Отсчет по шкале марки, м	Смещение, мм	
1	187,5	192,0	-4,5	194,5	-7,0	
2	194,0	191,0	+3,0	189,5	+4,5	
3	188,0	186,5	-1,5	186,0	-2,0	

Смещение  $j$  деформационной марки в  $i$  цикле вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} c_{ij}^a &= d_j \cdot \operatorname{tg} \gamma_{ij} = d_j \cdot \frac{\gamma_{ij}}{\rho} \\ c_{ij}^b &= (d - d_j) \cdot \operatorname{tg} \gamma_{ij} = (d - d_j) \cdot \frac{\gamma_{ij}}{\rho} \end{aligned} \right\}, \quad (7.26)$$

где  $c_{ij}^a$  и  $c_{ij}^b$  – смещения, определяемые соответственно на пунктах  $A$  и  $B$ .

Измерения расстояний обычно производят только в нулевом цикле и со сравнительно небольшой точностью. Общая методика наблюдений и обработки результатов сохраняется такой же, как в способе подвижной марки.

Метод створных измерений прост, не требует больших трудозатрат, дает достаточно точные результаты, но имеет следующие недостатки:

- горизонтальные смещения определяются только в направлении, перпендикулярном к створу  $AB$  (рисунок 7.20);
- полученные результаты не отличаются высокой надежностью, так как расположение пунктов  $A$  и  $B$  вблизи сооружения не дает полной уверенности в неподвижности их в период наблюдений.

#### Наблюдения за смещениями сооружений методом линейно-угловых построений

Линейно-угловые построения применяют в случае, когда величины смещений необходимо определять по координатам деформационных марок. Эти построения могут развиваться различными способами. *Сети триангуляции, ходы полигонометрии, сети из вытянутых треугольников* с измеренными сторонами и высотами применяют для протяженных сооружений криволинейной формы. *Угловые и линейные засечки* используют для определения смещений недоступных точек сооружения. *Комбинированный метод* наблюдений соединяет надежность метода триангуляции и простоту створного метода, когда, например, триангуляция используется для определения устойчивости исходных пунктов, с которых створным методом определяются смещения точек на сооружении. Применение того или иного вида построения зависит от характера

сооружения и его геометрической формы, требуемой точности и условий измерений, организационных и других факторов.

Каждый из видов линейно-угловых построений обладает своими особенностями. Однако для всех видов характерным является постоянство схемы измерений и необходимость получения в конечном итоге не самих координат деформационных точек, а их изменений во времени, т.е. величины смещений получают по разностям координат в различных циклах.

В способе **триангуляции** опорные знаки  $A$  и  $B$  (рисунок 7.21 а) закладывают в устойчивом грунте на значительном удалении от наблюдаемого объекта. На сооружении, например плотине, закладывают наблюдательные столбы I, II, III и периодически (по циклам) методом триангуляции определяют их координаты. Для этого с высокой точностью светодальномером определяют длину базиса  $AB$  и измеряют все углы во всех треугольниках.

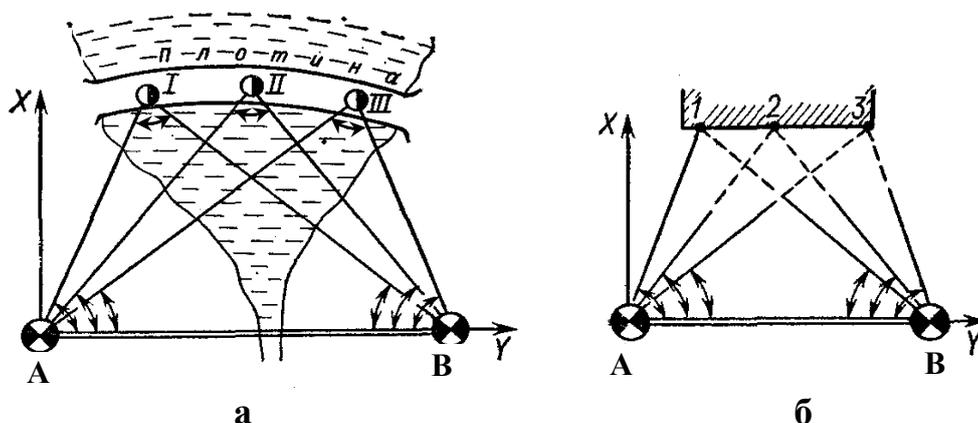
В результате обработки триангуляции для каждого из циклов получают координаты наблюдаемых пунктов, а смещения наблюдаемых точек (столбов) по направлениям осей  $X$  и  $Y$  вычисляют как разности соответствующих координат между циклами и получают смещения  $\Delta x$  и  $\Delta y$  по осям координат.

Результаты определения смещений записывают на схемы по циклам наблюдений. Абсолютную величину общего смещения вычисляют как диагональ прямоугольника со сторонами  $\Delta x$  и  $\Delta y$  по формуле

$$c = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} . \quad (7.27)$$

В способе **угловых засечек** (рисунок 7.21 б), когда на наблюдаемых точках конструкций, например, на стенах зданий, невозможно установить теодолит, углы измеряют только на опорных знаках  $A$  и  $B$ , а координаты деформационных точек 1, 2 и 3 вычисляют, как в угловых засечках. Способ угловых засечек не дает высокой точности, как триангуляция, но он менее трудоемок.

В рассмотренных случаях смещения точек определяются в направлении двух осей (в плоскости) и с достаточно высокой надежностью. Однако по сравнению с методом створов объем полевых измерений и обработки результатов существенно больше.



а – способ триангуляции; б – способ угловых засечек

Рисунок 7.21 – Наблюдения за смещениями сооружений методом линейно-угловых построений

### 7.6.5. Наблюдения за кренами сооружений

Ось сооружения башенного типа при отклонении от вертикали имеет пространственную кривизну (рисунок 7.22). Для определения крена (наклона) точку оси  $O_B$  по отвесной линии проецируют на исходную горизонтальную плоскость и получают точку  $O'_B$ . Крен сооружения характеризуют линейной  $e$  и угловой  $\alpha$  величинами, показывающими отклонение точки отвеса  $O'_B$  от оси сооружения  $O_B$  в нижнем сечении.

Линейную величину крена  $e$  определяют непосредственными измерениями линейкой с миллиметровыми делениями.

Угловую величину крена  $\alpha$  определяют непосредственно путем измерения транспортиром или косвенно по результатам измерений (вычислений) проекций крена  $\Delta x$  и  $\Delta y$  на оси координат. В этом случае величину  $\alpha$  вычисляют по формуле

$$\alpha = \arctg \frac{\Delta y}{\Delta x}. \quad (7.28)$$

Правильность измерений контролируют с помощью формулы

$$e = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}. \quad (7.29)$$

Для определения крена используют геодезические способы: вертикального проектирования и координат (угловых засечек).

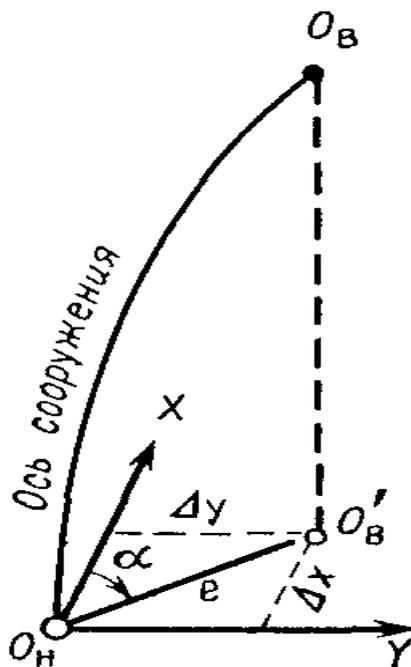


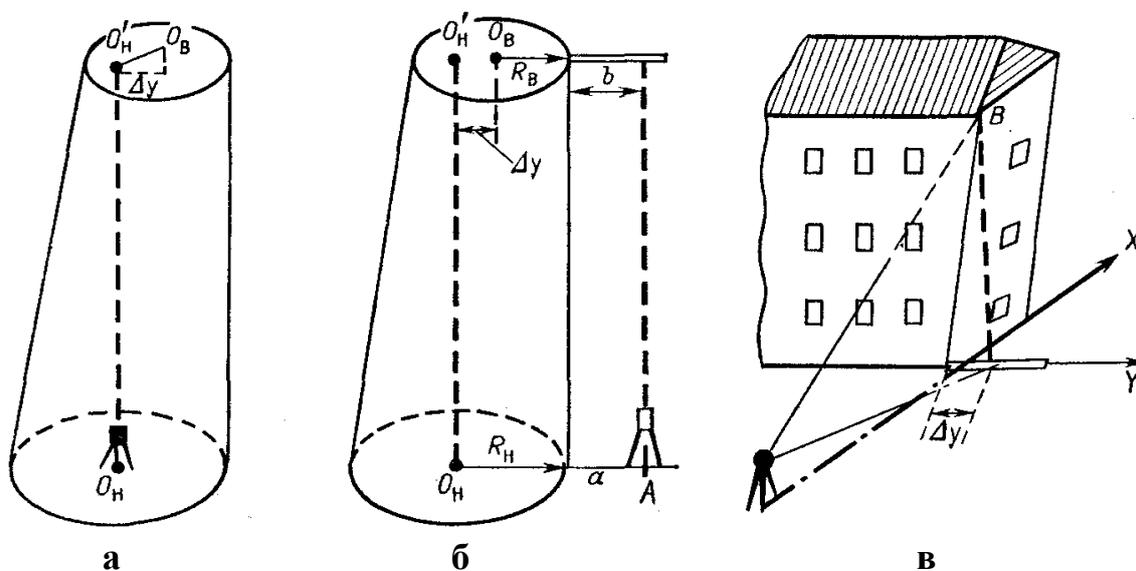
Рисунок 7.22 – Схема определения кренов сооружений

## Наблюдения за кренами сооружений методом вертикального проектирования

Метод вертикального проектирования заключается в построении вертикали (отвесной линии), относительно которой определяют линейные и угловые величины крена. Для построения вертикали применяются механические отвесы, приборы оптического проецирования или теодолиты.

При *построении вертикали с помощью механического отвеса* нить его совмещают с осью сооружения в верхнем сечении, а груз отвеса для погашения колебаний погружают в емкость с вязкой жидкостью. В нижнем сечении определяют линейные и угловые величины крена, используя формулы (7.28) и (7.29). Точность определения крена при помощи механического отвеса невелика и во многом зависит от отклонений отвеса от вертикали под влиянием воздушных потоков.

При *построении вертикали с помощью приборов оптического проецирования* над осью сооружения в нижнем сечении устанавливают прибор (рисунок 7.23 а) и в верхнем сечении определяют смещения точек  $O'_H$  и  $O_B$  в направлении осей  $X$  и  $Y$ . Для этого нулевой диаметр прибора оптического проецирования ориентируют в направлении оси  $X$ , а в верхнем сечении с аналогичной ориентировкой закрепляют палетку, центр которой совмещен с центром верхнего сечения сооружения. В этом случае средние из отсчетов по палетке при положении прибора в положении  $0$  и  $180^\circ$  дают значение смещения  $\Delta x$ , а среднее из отсчетов по палетке при положении прибора  $90$  и  $270^\circ$  – значение смещения  $\Delta y$ . Линейную и угловую величины крена определяют аналогично, используя формулы (7.28) и (7.29).



а и б – прибором оптического проецирования  
внутри и снаружи сооружения; в – теодолитом  
Рисунок 7.23 – Наблюдения за кренами сооружений  
методом вертикального проектирования

При определении кренов дымовых труб измерения внутри них производить не удастся. Поэтому поступают следующим образом: по направлению одной из осей, например по оси  $Y$  (рисунок 7.23 б), откладывают небольшой отрезок  $a$  и над полученной точкой  $A$  устанавливают прибор оптического проецирования. В верхнем сечении устанавливают горизонтальную рейку и берут отсчет  $b$  по ней. Если известны радиусы трубы  $R_H$  в нижнем и  $R_B$  в верхнем сечениях, то отклонение по оси  $Y$  можно вычислить по формуле

$$\Delta y = (R_H + a) - (R_B + b). \quad (7.30)$$

При построении вертикали с помощью теодолита прибор последовательно устанавливают по одной из осей, например  $X$  (рисунок 7.23 в), визируют на верхнюю точку здания  $B$  и по вертикальной нити зрительной трубы с помощью линейки с миллиметровыми делениями определяют отклонение  $\Delta y$ . Аналогичным образом определяют отклонение  $\Delta x$  и вычисляют линейную и угловую величины крена.

#### Наблюдения за кренами сооружений методом координат (угловых засечек)

Вокруг сооружения башенного типа на расстоянии, равном 1,5-2 его высотам, прокладывают замкнутый полигонометрический ход, закладывая не менее трех опорных пунктов  $A$ ,  $B$  и  $C$  (рисунок 7.24), и методом триангуляции в условной системе определяют их координаты. С каждого из пунктов угловыми засечками определяют координаты оси сооружения в верхнем  $O_B$  и нижнем  $O_H$  сечениях. При засечках для определения направления на ось сооружения производят отсчеты по левой и правой наружным граням (стенам), а за окончательное значение принимают среднее арифметическое.

По разностям координат точек  $O_B$  и  $O_H$  вычисляют отклонения  $\Delta x$  и  $\Delta y$  и определяют величины линейной и угловой величины крена.

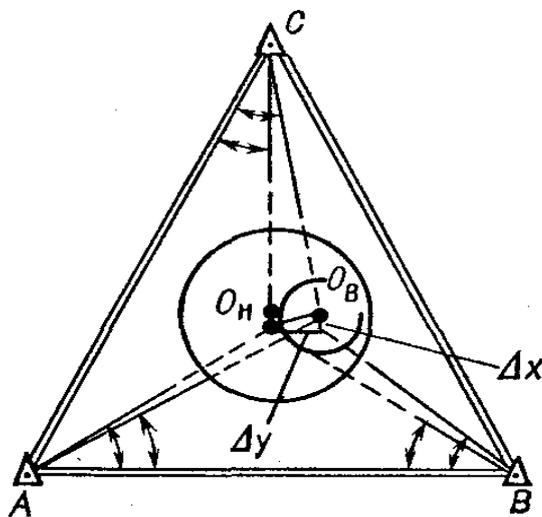


Рисунок 7.24 – Наблюдения за кренами сооружений  
методом координат (угловых засечек)

#### 7.6.6. Наблюдения за трещинами и оползнями

**Наблюдения за трещинами** проводят в плоскости конструкций, на которых они появляются. Для выявления трещин применяют специальные маяки – плитки из гипса, алебастра и т. п. Маяк крепится к конструкции поперек трещины в наиболее широком ее месте. Если через некоторое время трещина появляется на маяке, то это свидетельствует об активном развитии деформации. Ширину трещины измеряют линейкой или специальными приборами: деформометрами, щелемерами, измерительными скобами.

**Наблюдения за оползнями** выполняют различными геодезическими методами. В зависимости от вида и активности оползня, направления и скорости его перемещения эти методы подразделяют на четыре группы:

*осевые (одномерные)* – смещения фиксированных на оползне точек определяют по отношению к заданной линии или оси;

*плановые (двумерные)* – смещения оползневых точек наблюдают по двум координатам в горизонтальной плоскости;

*высотные* – для определения только вертикальных смещений;

*пространственные (трехмерные)* – находят полное смещение точек в пространстве по трем координатам.

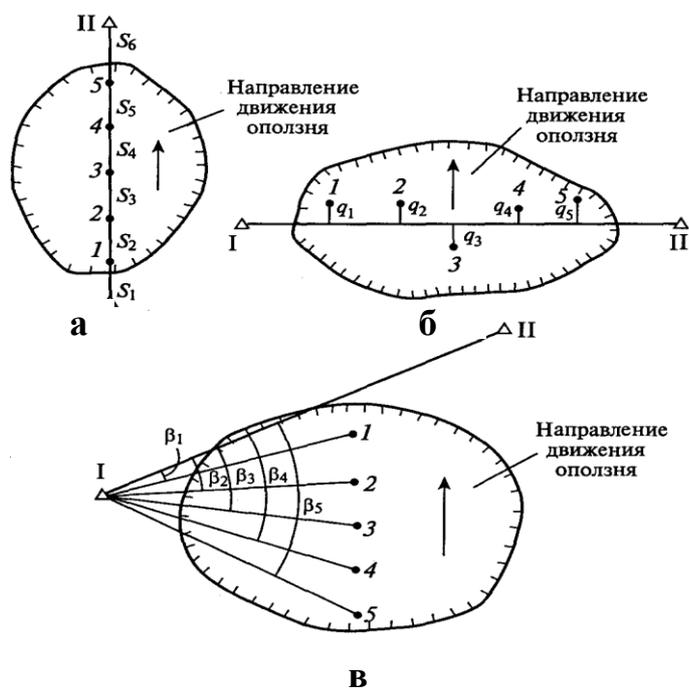
**Осевые методы** применяют в тех случаях, когда направление движения оползня известно. К числу осевых методов относят методы: расстояний, створов и лучевой. *Метод расстояний* (рисунок 7.25 а) заключается в измерении расстояний  $S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_6$  по прямой линии I-II между знаками, установленными вдоль движения оползня. В *методе створов* (рисунок 7.25 б) знаки оборудуют в направлении, перпендикулярном движению оползня, и определяют отклонения  $q_1, q_2, q_3, q_4, q_5$  от исходного створа I-II. *Лучевой метод* (рисунок 7.25 в) заключается в определении смещений оползневых точек по изменению направлений  $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4, \beta_5$  визирных лучей с исходного знака на соответствующий оползневый знак.

К **плановым методам** относятся методы прямых, обратных и линейных засечек, полигонометрии, комбинированный метод, сочетающий измерение направлений, углов, расстояний и отклонений от створов.

К **высотным методам** определения смещений оползневых точек относят методы геометрического и тригонометрического нивелирования.

**Пространственное** смещение оползневых точек определяют фотограмметрическим методом.

Смещения оползневых точек вычисляют по отношению к опорным знакам, располагаемым вне оползневого участка. Число знаков, в том числе и оползневых, определяется из соображений обеспечения качественной схемы измерений и выявления всех характеристик происходящего процесса. Наблюдения за оползнями проводятся не реже одного раза в год. Периодичность корректируется в зависимости от колебания скорости движения оползня: она должна увеличиваться в периоды активизации и уменьшаться в период угасания.



а – метод расстояний; б – метод створов; в – лучевой метод  
 Рисунок 7.25 – Схемы наблюдений за оползнями

### 7.7. Контрольные вопросы по 7 разделу

1. Для чего предназначена геодезическая разбивочная основа?
2. Что такое строительная сетка и каковы этапы ее создания?
3. Какими методами получают данные для выноса проекта в натуру?
4. В какой последовательности производят геодезическую подготовку проекта инженерного сооружения?
5. Какие основные способы определения величин разбивочных элементов?
6. Что такое разбивочный чертеж и для чего он составляется?
7. Что такое проект производства геодезических работ и какие разделы он содержит?
8. Какая последовательность выполнения разбивочных работ на строительной площадке?
9. Назовите основные способы плановой и высотной разбивки.
10. Как перенести в натуру проектные длины отрезков линий, горизонтальные углы, отметки и линии заданного уклона?
11. Какие основные способы разбивки осей и точек сооружений?
12. Какие основные виды и причины деформаций сооружений?
13. Как определяют осадки зданий и сооружений?
14. Что такое смещения и сдвиги сооружений и как их определяют?
15. Что такое крен сооружения и как его определяют?
16. Как наблюдают за трещинами и оползнями сооружений?

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Все виды геодезических работ широко применяются в различных областях науки, техники, народного хозяйства и военном деле.

Однако, постановка этих работ требует тщательного предварительного подбора того или иного метода съемок или разбивок с точки зрения наиболее рационального и применимого в данных конкретных условиях.

Так, угломерная съемка и нивелирование по квадратам участка, выбранного для строительства, дает наиболее точные результаты, но требует больших затрат времени. Электронная тахеометрическая съемка позволяет работать с меньшим количеством станций и значительно снижает затраты времени на технические изыскания, повышает точность производства работ.

От требуемой точности также зависит выбор метода съемки и геодезических приборов. Точность в строительстве регламентируется допусками и может ориентировочно быть принята в пределах 30% от его величины.

Современное развитие геодезии предусматривает применение новых приборов на основе цифровых и лазерных технологий, широкое использование компьютерной техники и прикладных программ при обработке полевых измерений. Это значительно повышает эффективность ведения геодезических съемок, работ по обеспечению строительного-монтажного производства и требует от инженера-строителя постоянного наблюдения за направлением развития геодезического приборостроения и внедрения новых приборов и методов съемок в инженерно-геодезическую практику.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Поклад, Г.Г. Геодезия: Учебное пособие для вузов / Г.Г. Поклад, С.П. Гриднев. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Академический Проект; Парадигма, 2011. – 538 с.
2. Акиньшин, С.И. Инженерная геодезия: Учебное пособие / С.И. Акиньшин. – 2-е изд., испр. и доп. – Воронеж: ВАИУ, 2010. – 297 с.
3. Акиньшин, С.И. Руководство к практическим занятиям по дисциплине «Инженерная геодезия»: Учебное пособие / С.И. Акиньшин, Ю.А. Попов – Воронеж: ВВВАИУ (ВИ), 2005. – 144 с.
4. Акиньшин, С.И. Инженерная геодезия: Полевой практикум / С.И. Акиньшин, А.В. Журавлев, И.Л. Барышев. – Воронеж: ВАИУ, 2008. – 115 с.
5. Инженерная геодезия: Учебник для вузов / Е.Б. Ключин, М.И. Киселев, Д.Ш. Михелев, В.Д. Фельдман; Под ред. Д.Ш. Михелева. – 4-е изд., испр. – М.: Издательский центр «Академия», 2004. – 480 с.
6. Курс инженерной геодезии: Учебник для вузов / Под ред. В. Е. Новака. – М.: Недра, 1989. – 430 с.
7. Куштин, И.Ф. Инженерная геодезия: Учебник / И.Ф. Куштин, В.И. Куштин. – Ростов-на-Дону: Феникс, 2002. – 416 с.
8. Манухов, В.Ф. Инженерная геодезия. Основы геодезических измерений с элементами метрологического обеспечения: Учебное пособие / В.Ф. Манухов, А.С. Тюряхин. – Саранск: Изд. Мордовского ГУ, 2007. – 98 с.
9. Паудяль, С.П. Инженерные геодезические задачи: Учебное пособие / С.П. Паудяль. – М.: Изд. МАДИ (ГТУ), 2004. – 72 с.
10. Попов, В.Г. Разбивка виражей, уширения проезжей части, горизонтальных кривых, пересечений и примыканий / В.Г. Попов. – Челябинск: Изд. Ю-УрГУ, 1998. – 140 с.
11. Практикум по инженерной геодезии: Учебное пособие для вузов / Б.Б. Данилевич [и др.]; Под ред. В.Е. Новака. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1987. – 334 с.
12. СНиП 3.01.03-84. Геодезические работы в строительстве / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 28 с.
13. Титов, А.И. Геодезия транспортного строительства: Учебное пособие / А.И. Титов. – М.: ООО «Техполиграфцентр», 2005. – 194 с.
14. Условные знаки для топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500 / Главное управление геодезии и картографии при Совете Министров СССР. – М.: Недра, 1989. – 286 с.: ил.
15. Федотов, Г.А. Инженерная геодезия: Учебник / Г.А. Федотов. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2004. – 463 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
<b>1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГЕОДЕЗИИ.....</b>	<b>4</b>
1.1. Предмет и задачи геодезии.....	4
1.2. Роль геодезии в развитии хозяйства страны.....	5
1.3. Исторический очерк о развитии геодезии.....	7
1.4. Понятие о фигуре Земли.....	15
1.5. Системы координат и высот в геодезии.....	20
1.5.1. Географические координаты.....	20
1.5.2. Прямоугольные координаты.....	23
1.6. Изображение земной поверхности на плоскости. Понятие о плане, карте, профиле.....	26
1.7. Масштабы планов и карт. Точность масштабов.....	29
1.8. Номенклатура топографических карт и планов.....	31
1.9. Условные знаки планов и карт.....	33
1.10. Рельеф местности и его изображение на картах и планах.....	35
1.11. Ориентирование линий.....	38
1.11.1. Исходные направления.....	38
1.11.2. Ориентирные углы.....	39
1.12. Прямая и обратная геодезические задачи.....	42
1.12.1. Прямая геодезическая задача.....	42
1.12.2. Обратная геодезическая задача.....	43
1.13. Элементы геодезических измерений.....	44
1.14. Контрольные вопросы по 1 разделу.....	47
<b>2. ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ И ЛИНИЙ.....</b>	<b>48</b>
2.1. Угломерные инструменты и угловые измерения.....	48
2.1.1. Принципы измерения углов и схема устройства угломерного прибора.....	48
2.1.2. Устройство теодолита.....	50
2.1.3. Классификация теодолитов.....	55
2.1.4. Поверки и юстировки теодолитов.....	58
2.1.5. Измерение горизонтальных углов.....	63
2.1.6. Измерение вертикальных углов. Место нуля вертикального круга.....	67
2.2. Линейные измерения.....	71
2.2.1. Общие сведения о линейных измерениях.....	71
2.2.2. Подготовка линий к измерению.....	71
2.2.3. Приборы для измерения линий на местности.....	75
2.2.4. Измерение линий мерными лентами.....	78
2.2.5. Измерение линий оптическими дальномерами.....	80
2.2.6. Высокоточные измерения линий шкаловыми лентами и инварными проволоками.....	83

2.2.7. Высокоточные измерения линий электронными дальномерами	84
2.2.8. Горизонтальное проложение	86
2.3. Контрольные вопросы по 2 разделу	89
<b>3. НИВЕЛИРОВАНИЕ</b>	90
3.1. Способы определения превышений и отметок точек	90
3.2. Геометрическое нивелирование	92
3.2.1. Схема геометрического нивелирования	92
3.2.2. Виды геометрического нивелирования	92
3.3. Тригонометрическое нивелирование	95
3.4. Нивелиры и нивелирные рейки	96
3.4.1. Классификация и устройство нивелиров	96
3.4.2. Нивелирные рейки и производство отсчетов по ним	100
3.4.3. Поверки и юстировки нивелиров	102
3.5. Понятие о других видах нивелирования	108
3.5.1. Гидростатическое нивелирование	108
3.5.2. Барометрическое нивелирование	109
3.5.3. Аэрорадиолокационное нивелирование	112
3.6. Контрольные вопросы по 3 разделу	113
<b>4. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ МЕСТНОСТИ</b>	114
4.1. Общие сведения о топографических съемках местности	114
4.2. Теодолитная съемка	115
4.2.1. Сущность теодолитной съемки, состав и порядок работ	115
4.2.2. Создание плановой геодезической основы для теодолитной съемки	118
4.2.3. Способы съемки подробностей местной ситуации	122
4.2.4. Вычисление координат сомкнутого теодолитного хода	128
4.2.5. Вычисление координат разомкнутого теодолитного хода	135
4.2.6. Накладка полигона по координатам и румбам	139
4.2.7. Нанесение на план местной ситуации	143
4.3. Нивелирование трассы	143
4.3.1. Сущность нивелирной съемки трассы	143
4.3.2. Трассирование и закрепление оси трассы	145
4.3.3. Разбивка пикетажа на трассе	152
4.3.4. Съемка местных предметов и ситуации в полосе трассы, ведение пикетажного журнала	154
4.3.5. Разбивка круговых горизонтальных кривых и вынос пикетов с тангенсов на кривую	156
4.3.6. Нивелирование оси трассы и поперечников	160
4.3.7. Заполнение ведомости углов поворота, прямых и кривых	165
4.3.8. Составление и оформление плана трассы	168
4.3.9. Вычисление отметок нивелирного хода	168

4.3.10 Составление продольного и поперечных профилей трассы...	171
4.4. Нивелирование площадей.....	174
4.4.1. Сущность нивелирной съемки площадей.....	174
4.4.2. Способы нивелирной съемки площадей.....	174
4.4.3. Нивелирование поверхности летного поля по квадратам.....	177
4.4.4. Составление плана в отметках и горизонталях как цифровой модели местности. Метод интерполяции при построении горизонталей.....	182
4.5. Тахеометрическая съемка.....	188
4.5.1. Сущность тахеометрической съемки, состав и порядок работ...	188
4.5.2. Инструменты, применяемые при тахеометрической съемке...	190
4.5.3. Создание планово-высотной геодезической рабочей основы тахеометрической съемки при работе теодолитом-тахеометром.....	197
4.5.4. Планово-высотная привязка точек опорного хода.....	201
4.5.5. Съемка подробностей местной ситуации и рельефа полярным способом.....	202
4.5.6. Камеральные работы при тахеометрической съемке.....	206
4.6. Контрольные вопросы по 4 разделу.....	209
<b>5. ОПОРНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ.....</b>	<b>210</b>
5.1. Общие сведения о государственной геодезической сети.....	211
5.2. Плановые геодезические сети.....	213
5.2.1. Методы построения плановых геодезических сетей. Триангуляция, трилатерация, полигонометрия.....	213
5.2.2. Классификация государственной геодезической сети.....	215
5.2.3. Пункты государственной геодезической сети.....	217
5.2.4. Плановые сети сгущения и съёмочные сети.....	221
5.2.5. Методы построения сетей сгущения и съёмочных сетей.....	222
5.3. Высотные геодезические сети.....	227
5.3.1. Нивелирная сеть страны. Классификация нивелирных сетей	228
5.3.2. Нивелирные сети сгущения и высотные съёмочные сети.....	232
5.4. Понятие о геоинформационных и спутниковых навигационных системах.....	236
5.4.1. Глобальные системы определения местоположения ГЛОНАСС и NAVSTAR GPS.....	236
5.4.2. Системы отсчета времени и координат.....	240
5.4.3. Преобразование координат.....	242
5.5. Контрольные вопросы по 5 разделу.....	244
<b>6. ОСНОВЫ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ ОБРАБОТКИ РЕЗУЛЬТАТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ.....</b>	<b>245</b>
6.1. Общие сведения о погрешностях измерений.....	245
6.2. Классификация погрешностей измерений.....	246

6.3. Свойства случайных погрешностей.....	247
6.4. Среднее арифметическое результатов измерений. Вероятнейшие погрешности и их свойства.....	248
6.5. Предельная погрешность.....	249
6.6. Оценка точности равноточных измерений.....	251
6.6.1. Средняя квадратическая погрешность измерений известной величины. Формула Гаусса.....	251
6.6.2. Средняя квадратическая погрешность измерений неизвестной величины. Формула Бесселя.....	252
6.6.3. Средняя квадратическая погрешность двойных измерений....	253
6.6.4. Средняя квадратическая погрешность функции независимо измеренных величин.....	254
6.6.5. Средняя квадратическая погрешность арифметической средней.....	256
6.7. Оценка точности неравноточных измерений.....	257
6.7.1. Понятие о весе измеренных величин.....	257
6.7.2. Средняя квадратическая погрешность единицы веса.....	258
6.7.3. Весовое арифметическое среднее.....	258
6.6. Контрольные вопросы по 6 разделу.....	259
<b>7. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ, СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ СООРУЖЕНИЙ.....</b>	<b>260</b>
7.1. Сущность и назначение геодезической разбивочной основы.....	260
7.2. Плановая геодезическая разбивочная основа. Строительная сетка...	261
7.2.1. Проектирование строительной сетки.....	262
7.2.2. Предварительная разбивка строительной сетки.....	264
7.2.3. Определение точных координат и редуцирование центров пунктов строительной сетки.....	266
7.3. Высотная геодезическая разбивочная основа.....	268
7.4. Геодезическая подготовка проекта инженерного сооружения.....	269
7.4.1. Подготовка разбивочных данных проекта.....	269
7.4.2. Аналитический расчет и привязка проекта.....	271
7.4.3. Составление разбивочных чертежей.....	272
7.4.4. Разработка проекта производства геодезических работ.....	274
7.5. Основные способы плановой и высотной разбивки.....	275
7.5.1. Плановая разбивка линий и углов.....	275
7.5.2. Плановая разбивка точек.....	278
7.5.3. Высотная разбивка точек.....	280
7.6. Мониторинг геометрии сооружений.....	282
7.6.1. Виды деформаций сооружений.....	282
7.6.2. Точность определения деформаций сооружений.....	283
7.6.3. Наблюдения за осадками сооружений.....	284
7.6.4. Наблюдения за смещениями сооружений.....	288

7.6.5. Наблюдения за кренами сооружений.....	293
7.6.6. Наблюдения за трещинами и оползнями.....	296
7.7. Контрольные вопросы по 7 разделу.....	297
Заключение.....	298
Библиографический список.....	299

Учебное издание

**Акинъшин Сергей Иванович**  
кандидат технических наук, доцент

## **ГЕОДЕЗИЯ**

Курс лекций

Отпечатано в авторской редакции

Подп. в печать 25,10. 2012. Формат 60x84/8. Уч.-изд. л. 38,0.  
Усл.-печ. л. 39,0. Бумага писчая. Тираж 160 экз. Заказ № 509.

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии издательства учебной литературы  
и учебно-методических пособий Воронежского ГАСУ  
394006 Вороне. Ул. 20-летия Октября, 84