

ИРМКА АНДРЕА ПЕРОНА ЕБМБ

Г. П. ЛЕВЧУК, В. Е. НОВАК, В. Г. КОНУСОВ

ПРИКЛАДНАЯ
ГЕОДЕЗИЯ
ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ
И ПРИНЦИПЫ
ИНЖЕНЕРНО-
ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ
РАБОТ

Г. П. ЛЕВЧУК, В. Е. НОВАК, В. Г. КОНУСОВ

ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ И ПРИНЦИПЫ ИНЖЕНЕРНО- ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Под редакцией Г. П. ЛЕВЧУКА

*ДОПУЩЕНО МИНИСТЕРСТВОМ ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО
СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ СССР
В КАЧЕСТВЕ УЧЕБНИКА ДЛЯ СТУДЕНТОВ ВУЗОВ,
ОБУЧАЮЩИХСЯ ПО СПЕЦИАЛЬНОСТИ «ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ»*



МОСКВА «Н Е Д Р А» 1981

Левчук Г. П., Новак В. Е., Конусов В. Г. Прикладная геодезия: Основные методы и принципы инженерно-геодезических работ. Учебник для вузов.— М.: Недра 1981, с. 438.

Излагаются общие принципы прикладной геодезии и методы инженерно-геодезических работ: построение инженерно-геодезических опорных сетей, топографо-геодезические изыскания, разбивочные работы, наблюдения за деформациями сооружений. Дается обоснование расчетов точности выполнения геодезических работ. Приводится описание специальных приборов. Особое внимание обращено на современные методы производства крупномасштабных съемок, трассирования линейных сооружений, перенесения элементов проекта в натуру, выверки конструкций, исполнительных съемок.

Предназначен для студентов геодезических вузов. Может служить руководством для производственников, выполняющих инженерно-геодезические работы.

Табл. 18, ил. 187, список лит.— 49 назв.

Рецензенты: д-р техн. наук *С. А. Коробков* (ЛГИ),
д-р техн. наук *А. В. Маслов* (МИИЗ)

Учебник по прикладной геодезии написан в соответствии с новой программой курса, утвержденной МВиССО СССР, и издается в двух книгах. В первой книге излагаются основные методы и принципы инженерно-геодезических работ; вторая книга содержит геодезические работы при изысканиях и строительстве основных видов инженерных сооружений.

Согласно учебному плану изучение курса прикладной геодезии начинается в 6-м семестре, когда студенты уже завершили подготовку по физико-математическим и общетехническим наукам, а также таким специальным предметам, как геодезия, теория математической обработки геодезических измерений, геодезическое инструментоведение, фотограмметрия. С некоторым опережением или одновременно изучаются разделы высшей геодезии, радиогеодезических и электрооптических измерений, технологии строительства, автоматизации высокоточных инженерно-геодезических измерений, гравиметрии. Поэтому нет необходимости излагать в курсе общие основы этих предметов; отдельные теоретические вопросы, методы измерений, приборы рассмотрены лишь в той мере, в какой это было необходимо для научного обоснования, анализа и решения задач прикладной геодезии.

Первая книга учебника написана авторским коллективом в составе: проф. д-ра техн. наук Г. П. Левчука (введение, разделы второй, третий, четвертый), проф. д-ра техн. наук В. Е. Новака (раздел пятый совместно с Г. П. Левчуком) и проф. д-ра техн. наук В. Г. Конусова (раздел первый).

Все замечания по улучшению методического построения учебника и повышению его качества авторы примут с благодарностью.

§ 1. ПРЕДМЕТ И ЗАДАЧИ КУРСА ПРИКЛАДНОЙ ГЕОДЕЗИИ

Прикладная геодезия имеет своим предметом изучение методов топографо-геодезического обеспечения различных народнохозяйственных и научных задач, возникающих в строительном производстве, горно-разведочном деле, исследовании природных ресурсов, выверках сооружений. В более узком смысле в прикладной геодезии изучают методы топографо-геодезических изысканий и вынесения в натуру проектов сооружений и называют ее инженерной, подчеркивая тем самым ее тесную связь с инженерно-строительным процессом. При этом для проектирования основное внимание в прикладной геодезии обращается на методы создания топографической основы, а для возведения сооружений и монтажа конструкций — на методы геодезического обеспечения и строгого соблюдения расчетных геометрических параметров.

Для современных сложных сооружений требуются разносторонние геодезические данные, которые находят отражение в курсе прикладной геодезии:

1) астрономо-геодезические — координаты и высоты пунктов опорных сетей; азимуты направлений;

2) гравиметрические — высокоточная гравиметрическая съемка площадок; величины уклонов отвесных линий;

3) топографические и фотограмметрические — карты различных масштабов; фотокарты и фотопланы, ландшафтные панорамы;

4) инженерно-геодезические — крупномасштабные планы площадок; продольные профили трасс и рек; элементы кривых; геодезическая привязка геологических выработок и гидрометрических створов; результаты натуральных наблюдений за микросмещениями пород и деформациями сооружений.

В прикладной геодезии используют методы измерений и способы математической обработки результатов, а также приборы, принятые для развития государственной геодезической основы и топографических съемок. Однако для геодезического обеспечения строительного-монтажных работ, наблюдений за деформациями сооружений, выверки конструкций применяют новые высокоточные методы измерений, как например, створные, струнно-оптические, интерференционные, микронивелирование, вертикальное проектирование, и создают для этой цели оригинальные приборы. Для выполнения инженерно-геодезических работ широко используют новую измерительную и вычисли-

тельную технику, внедряют лазерные приборы, автоматизированные системы.

Составными частями прикладной геодезии являются:

- 1) топографо-геодезические изыскания площадок и трасс;
- 2) инженерно-геодезическое проектирование сооружений;
- 3) геодезические разбивочные работы;
- 4) геодезическая выверка конструкций и технологического оборудования;
- 5) наблюдения за деформациями сооружений и их оснований.

Каждая из этих частей связана с определенными этапами инженерно-строительного процесса и отличается решаемыми задачами и точностью измерений.

Топографо-геодезические изыскания — наиболее известный вид работ. Он включает построение на площадке плановых и высотных опорных сетей; крупномасштабную топографическую съемку площадок; трассирование линейных сооружений; геодезическую привязку геологических выработок, гидрологических створов, точек геофизической разведки и др.

Топографо-геодезические изыскания служат основой для проектирования сооружений и проведения других видов изысканий и обследований. Широкое развитие здесь получают методы аэроизысканий.

Инженерно-геодезическое проектирование входит в комплекс работ по разработке проекта сооружения и состоит из составления топографической основы в виде планов и профилей в необходимых масштабах; разработки генеральных планов сооружений; геодезической подготовки проекта для вынесения его в натуру, решения задач горизонтальной и вертикальной планировки, подсчета площадей и объемов и др.

Разбивка сооружений является основным видом геодезических работ при вынесении проекта в натуру. Как правило, этот вид работ требует более высокой точности геодезической основы и более тщательных геодезических измерений, чем съемочные работы. В состав разбивочных работ входят построение разбивочной основы в виде триангуляции, полигонометрии, строительной сетки, трилатерации; вынесение в натуру от разбивочной основы главных осей сооружений, детальная разбивка для строительства фундаментов, подземных коммуникаций, зданий.

Геодезическая выверка конструкций и технологического оборудования, выполняемая в плане, по высоте и по вертикали, является наиболее точным видом инженерно-геодезических работ, осуществляемых специально разработанными методами и приборами. Это наиболее развивающаяся часть прикладной геодезии, в которой широко внедряются новые методы измерений и автоматизированные приборы.

Наблюдения за деформациями сооружений выполняются высокоточными геодезическими методами и включают измерение осадок оснований и фундаментов; определение плановых смещений сооружений; установление кренов (наклонов) высотных зданий, башен, труб.

Наблюдения за деформациями сооружений преследуют как научные цели (обоснование правильности теоретических расчетов устойчивости сооружений), так и производственно-технические (нормальная эксплуатация сооружения и принятие профилактических мер при выявленных недопустимых величинах деформаций).

Программа курса прикладной геодезии охватывает изучение общих принципов и методов инженерно-геодезических работ по ее составным частям и методов производства детальных геодезических работ при строительстве транспортных, промышленно-гражданских, гидротехнических, подземных и прецизионных инженерных сооружений.

Основными научно-техническими задачами прикладной геодезии являются:

1) создание научно обоснованных схем и программ оптимальных геодезических построений для основных типов инженерных сооружений;

2) разработка наиболее эффективных методов и геодезических приборов для изыскания, разбивки и выверки инженерных сооружений, основанных на новейших достижениях науки и техники;

3) обобщение отечественного и зарубежного опыта геодезических работ, накопленного при возведении крупных инженерных сооружений.

§ 2. ОСОБЕННОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Инженерно-геодезические работы выполняются в соответствии с требованиями проектирования отдельных видов сооружений и вынесения их проекта в натуру. Так, при проектировании гидротехнических сооружений важнейшее значение имеет детальность и точность изображения рельефа местности. Поэтому при топографической съемке таких территорий принимают сечение рельефа горизонталями через 0,5—1 м независимо от масштаба плана. При съемке городов и населенных пунктов важную роль играют капитальные сооружения, которые являются опорными при разработке генеральных планов. Поэтому независимо от метода съемки координаты этих сооружений определяются аналитически.

Так как инженерно-геодезические измерения обеспечивают геометрию возводимого сооружения, они должны быть редуцированы на поверхность относимости, совпадающую со средним

уровнем строительной площадки или с наиболее ответственной плоскостью сооружения (а не на поверхность референц-эллипсоида).

В инженерно-геодезических работах соблюдается принцип «от общего к частному». Однако требования к точности измерений здесь возрастают в обратном направлении по сравнению с общегеодезическими. Так как для сооружения наиболее важно сохранить взаимную технологическую связь элементов, а общее положение сооружения и его ориентировка могут быть определены с меньшей точностью, то детальная разбивка осей («частное») должна быть выполнена значительно точнее, чем вынос в натуру главных осей сооружения («общее») от пунктов геодезической основы.

Геодезические разбивочные сети обычно стремятся строить в виде правильных фигур с точной установкой (редуцированием) пунктов в проектное положение, применяя частную систему координат, в которой ось абсцисс была бы совмещена с главной осью сооружения. При этом в зависимости от типа сооружения требования к продольным и поперечным сдвигам в геодезических сетях могут быть различны. Например, в прямолинейных туннелях продольный сдвиг пунктов мало влияет на величину сбойки встречных выработок, и все расчеты точности наземного и подземного геодезического обоснований ведут по допустимому значению поперечного сдвига сетей. В мостовых сооружениях, наоборот, главное внимание уделяют обеспечению длины пролетов, т. е. продольному сдвигу пунктов.

При построении инженерно-геодезических сетей весьма важную роль играет точность взаимного положения пунктов, от которых производится вынос проекта сооружения в натуру, и анализ влияния при разбивках ошибок исходных данных. При выполнении инженерно-геодезических работ расчет их точности производят с учетом действия ошибок по заданным направлениям. При уравнивании сетей могут возникнуть задачи определения с наибольшей надежностью только тех элементов сети, которые определяют точность разбивочных работ и др.

Инженерно-геодезические работы для каждого вида измерений и типа сооружения имеют свои особенности, что требует от исполнителя глубокого знания теории построения, уравнивания и оценки точности геодезических построений, известного опыта в проведении изыскательских и разбивочных работ.

§ 3. СВЯЗЬ КУРСА ПРИКЛАДНОЙ ГЕОДЕЗИИ С ДРУГИМИ ПРЕДМЕТАМИ СПЕЦИАЛЬНОСТИ

Современные инженерно-геодезические работы требуют специалиста широкого профиля, глубоко владеющего теорией и практикой геодезической и фотограмметрической наук и имею-

щего общие знания о проектировании и строительстве сооружений. Специалист должен уметь правильно рассчитать для заданного типа сооружения необходимую точность измерений, составить обоснованный проект производства геодезических работ и непосредственно выполнить эти работы на всех стадиях осуществления проекта.

Курс прикладной геодезии базируется на теоретических и практических положениях геодезии, высшей геодезии, фотограмметрии, математической обработки результатов геодезических измерений. Овладение основами этих наук является обязательной предпосылкой изучения прикладной геодезии.

Инженерно-геодезические работы также связаны с астрономией, гравиметрией, картографией. В прикладной геодезии используют электрооптические методы измерений, вычислительную технику и программирование. Знание основ этих предметов имеет важное значение для формирования профиля специалиста.

Для разработки обоснованных проектов инженерно-геодезических работ и достоверного анализа результатов натурных наблюдений важное значение имеет изучение основ инженерной геологии и гидрологии, технологии строительства и проектирования сооружений, образующих единый инженерный комплекс.

Для перспективного развития прикладной геодезии особую роль играет ее тесная связь с предметом «Автоматизация высокоточных инженерно-геодезических измерений».

§ 4. ОЧЕРК РАЗВИТИЯ ПРИКЛАДНОЙ ГЕОДЕЗИИ И ЕЕ РОЛЬ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Как известно, геодезия возникла в древние времена как прикладная инженерная наука. С ее помощью построены уникальные древние сооружения: пирамиды, храмы, маяки, высота которых достигала 150—200 м; гидротехнические устройства, туннели, капитальные дороги большой протяженности; античные здания и строения, поражающие и сейчас смелостью замысла и грандиозностью исполнения.

Эти сооружения свидетельствуют о достаточно высоком уровне разбивочных и трассировочных работ того времени. Древние зодчие умели разбивать прямые, круговые кривые и их сочетание, строить прямые углы, передавать высотные отметки и задавать уклоны, выверять вертикальность сооружений, производить трассирование, обеспечивать сбойки туннелей. По современным исследованиям сохранившихся сооружений, линейные измерения в те времена выполнялись с относительной ошибкой $1/2000$ — $1/3000$, угловые 2—4', высотные 1—2 см. Такое состояние разбивочных работ сохранилось почти до XIX в.

Дальнейшее развитие инженерно-геодезические работы получили в XIX в. в связи с промышленной революцией. Большой объем дорожного строительства, возведение туннелей и судоходных каналов потребовали разработки особых методов изысканий и разбивки этих сооружений. Наибольшие трудности вызывали так называемые сбойки встречных туннелей, требовавшие особых методов ориентирования подземной геодезической основы и подземных разбивочных работ. Эти методы выделились в особую, горную геодезию (маркшейдерия).

Изыскания линейных сооружений требовали выполнения съемочных работ на больших территориях, в связи с чем встала задача развития больших геодезических опорных сетей, их строгого уравнивания и оценки точности. Для проложения туннелей через горные массивы (Альпы и др.) строились высокоточные сети с учетом уклонов отвесных линий и влияния рефракции.

С увеличением скорости движения усложнилась геометрия дорожных трасс. Они начали проектироваться в виде пространственных кривых двоякой кривизны, состоящих в плане и профиле из прямых, круговых и переходных кривых, и требовали более точных разбивочных работ. Хотя изыскательские и разбивочные работы выполнялись в основном горными инженерами, путейцами и гидротехниками, однако для больших съемочных работ и разбивки сложных сооружений приглашались инженеры-геодезисты. В этот период начали разрабатываться научные основы прикладной геодезии.

Строительство в СССР гидротехнических, транспортных и промышленных комплексов потребовало решения сложных вопросов по проектированию разбивочной основы и разработке методов вынесения проектов в натуру, которые не могли быть решены инженерами строительного профиля. Необходимо было участие в этих работах опытных геодезистов.

В 1922 г. в Московском межевом институте по инициативе проф. А. Н. Ширяева создается специальность «Приложение геодезии в инженерном деле», преобразованная в 1928 г. в «Геодезическо-планировочную». Обе эти специальности сыграли важную роль в подготовке геодезических кадров для развернувшегося большого строительства в годы первых пятилеток.

Вся тяжесть геодезического обеспечения проектно-изыскательских и строительных работ в стране в эти годы легла на плечи преподавателей, выпускников и студентов единственного тогда Московского геодезического института, созданного в 1930 г. на базе межевого института и преобразованного затем в МИИГАиК.

Эти кадры освоили специфику инженерно-геодезических работ и успешно справились с изысканиями и разбивками таких сложных сооружений, как ДнепроГЭС, СвирьГЭС, Урало-Куз-

нецкий комбинат, Московский метрополитен, канал им. Москвы и др. В железнодорожные и гидротехнические изыскания начали внедрять методы аэрофотосъемки.

На основе опыта работ того времени и теоретических расчетов были разработаны схемы построения и способы уравнивания городских и туннельных триангуляций, геодезических строительных сеток, методы расчета сбоек туннелей, разбивки гидроузлов, мостов и других сооружений.

Быстрому развитию инженерно-геодезических работ в стране способствовали труды виднейших советских ученых: Ф. Н. Красовского, А. С. Чеботарева, В. В. Данилова и непосредственное участие их в разработке проектов геодезического обоснования важнейших сооружений.

К началу Великой Отечественной войны в стране был накоплен богатый опыт инженерно-геодезических работ, который был умножен в суровые годы войны и в послевоенный период. Этот опыт обобщен в таких капитальных работах, как: «Геодезия», т. VIII, под ред. М. Д. Бонч-Бруевича (1941), «Геодезия в городском строительстве», т. I и II, под ред. Н. Н. Степанова (1950), «Геодезия в тоннелестроении», т. I и II, под ред. А. Н. Баранова (1952—1953), «Разбивка крупных сооружений» А. Ф. Лютца (1952).

В 1948 г. в составе геодезического факультета МИИГАиК организуется инженерно-геодезическая специальность, которая затем создается в Новосибирском институте инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии, Львовском политехническом институте, Киевском инженерно-строительном институте, Ленинградском горном институте и др. На профилирующих кафедрах этой специальности разрабатывают наиболее актуальные вопросы прикладной геодезии, издают учебные пособия и учебники по курсу, пишут монографии.

Большая заслуга в организации кафедры прикладной геодезии и развитии инженерно-геодезической специальности принадлежит М. С. Муравьеву.

В 1950 гг. начинается дальнейшее бурное развитие инженерно-геодезических работ, вызванное влиянием современной научно-технической революции. Возводятся сложнейшие прецизионные сооружения, большие комплексные пространственные системы, возможность высокоточной установки и выверки которых закладывают в проекте сооружения, его геодезической подготовке. Внедряются автоматизированные системы проектирования на базе ЭВМ, требующие представления топографической информации в виде цифровой модели местности и автоматизации измерений. Разрабатываются новые методы измерений для наблюдений за деформациями сооружений, геодезической выверки автоматических линий, проектирования и строительства высоконапорных плотин ГЭС, прецизионных сооружений типа Большого Серпуховского ускорителя.

В современных условиях роль инженерной геодезии в научных исследованиях и строительном производстве резко возрастает. Механизация многоэтажного строительства и автоматизация технологического производства требуют значительного повышения точности геодезических измерений. Научные исследования в аэродинамике больших скоростей, строительство больших ускорителей ядерных частиц, юстировка радиоантенных комплексов вызывают необходимость применения особо точных геодезических приборов, обеспечивающих измерения с точностью в десятые и сотые доли миллиметра.

Широкое применение получают аэроизыскания линейных сооружений и фотограмметрические методы измерений динамических процессов.

Главнейшей задачей дальнейшего развития инженерно-геодезических работ является автоматизация высокоточных измерений, применение для точной установки и выверки конструкций и агрегатов новейших достижений электроники и лазерной техники.

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОПОРНЫЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

ГЛАВА I

ПЛАНОВЫЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

§ 5. НАЗНАЧЕНИЕ И ВИДЫ СЕТЕЙ, ТРЕБОВАНИЯ К ИХ ТОЧНОСТИ

Инженерно-геодезические плановые и высотные сети создаются на территориях городов, крупных промышленных, энергетических, горнодобывающих объектов и служат геодезической основой для выполнения комплекса проектно-изыскательских и строительных работ. Плановые инженерно-геодезические сети формируются в виде триангуляционных, полигонометрических, линейно-угловых, трилатерационных построений и геодезических строительных сеток.

Требования к точности, плотности, стабильности плановых инженерно-геодезических сетей чрезвычайно разнообразны. Это обуславливается разнообразием тех задач, которые решаются при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений. Как правило, инженерно-геодезические сети проектируются с учетом возможности их последующего сгущения и развития для обеспечения основных разбивочных работ и топографической съемки в масштабе 1 : 500. Однако в зависимости от назначения и размеров сооружения, физико-географических условий района работ сфера использования этих сетей может существенно расширяться. При построении инженерно-геодезических сетей используются государственные опорные сети.

Развитие государственной геодезической сети ведется, как правило, по принципу перехода от общего к частному. Государственная плановая геодезическая сеть подразделяется на 1, 2, 3 и 4 классы, различающиеся между собой точностью измерения углов и расстояний, длиной сторон сети и порядком последовательного развития.

Точность плановой государственной сети рассчитана на обеспечение в единой системе координат съемочных работ в крупных масштабах.

Техническая характеристика сетей триангуляции 2—4 классов приведена в табл. 1.

ТАБЛИЦА 1

| Показатели | Классы триангуляции | | |
|--|---------------------|-------------|-------------|
| | 2 | 3 | 4 |
| Длины сторон триангуляции, км | 7—20 | 5—8 | 2—5 |
| Относительная ошибка базисной (выходной) стороны | 1 : 300 000 | 1 : 200 000 | 1 : 200 000 |
| Относительная ошибка стороны в наиболее слабом месте | 1 : 200 000 | 1 : 120 000 | 1 : 70 000 |
| Минимальное значение угла в треугольнике | 30° | 20° | 20° |
| Допустимая угловая невязка в треугольниках | 4" | 6" | 8" |
| Средняя квадратическая ошибка угла (по невязкам в треугольниках) | 1" | 1,5" | 2" |

Характеристика сетей полигонометрии 4 класса дана ниже.

| | |
|--|-----------------|
| Предельная длина хода, км: | |
| отдельного | 10 |
| между исходным пунктом и узловой точкой | 7 |
| между узловыми точками | 5 |
| Предельный периметр полигона, км | 30 |
| Длины сторон хода, км: | |
| наибольшая | 2,00 |
| наименьшая | 0,25 |
| оптимальная | 0,50 |
| Число сторон в ходе, не более | 15 |
| Допустимая относительная невязка, не более | 1 : 25 000 |
| Средняя квадратическая ошибка измерения угла (по невязкам) в ходах и полигонах, не более | 2" |
| Допустимая угловая невязка хода или полигона, не более | 5" \sqrt{p} , |
| где p — число углов. | |

Государственные сети геодезического планового обоснования дополняются сетями сгущения, представленными полигонометрией и триангуляцией 1 и 2 разрядов.

Необходимость в построении инженерно-геодезических сетей возникает при изысканиях площадок и проектировании сооружений, составлении генеральных планов городов и поселков, разработке технических проектов и рабочих чертежей промышленных, гидротехнических, транспортных сооружений и горнодобывающих предприятий и др. Проектирование ведется на планах крупных масштабов. Наиболее высокие требования к точности геодезических сетей предъявляются при производстве съемок масштабов 1 : 1000; 1 : 500.

Исходными для расчета точности плановых геодезических сетей, предназначенных для обоснования топографических съемок, являются требования к точности съемочных сетей: предельные ошибки положения пунктов уравниваемого съемочного обоснования относительно пунктов государственной геодезической сети и геодезических сетей сгущения не должны

превышать на открытой местности и застроенных территориях 0,2 мм в масштабе плана. На застроенных территориях ошибки в координатах пунктов съёмочного обоснования не должны превышать величин, приведенных ниже.

| | | | |
|--|---------|----------|----------|
| Масштаб плана | 1 : 500 | 1 : 1000 | 1 : 2000 |
| Предельные ошибки координат, м | 0,10 | 0,16 | 0,30 |

Опорные геодезические сети, создаваемые на территориях городов, крупных промышленных, энергетических и других объектов, используются также для производства разбивочных работ и обеспечения нормальной эксплуатации сооружений.

При расчетах точности инженерно-геодезических сетей в этом случае следует различать два основных варианта использования сетей в зависимости от уровня требований к точности геодезических работ.

Во-первых, требования к точности разбивочной основы могут быть примерно одного порядка с точностью съёмочного обоснования. В этом случае опорная геодезическая сеть развивается по принципу от общего к частному с использованием сетей старших классов и разрядов в качестве исходной основы с жесткой привязкой к их сторонам и пунктам младших классов.

Во-вторых, требования к точности разбивочных работ могут быть существенно выше точности топографических работ. В таком случае создаются специальные опорные геодезические сети. При построении локальных сетей пункты старших классов используются только для передачи ориентирования на одну из сторон сети и координат — на один из пунктов этой сети.

При построении специальных геодезических сетей их точность и плотность могут существенно меняться при переходе от одного этапа строительства сооружений к другому. Так, например, при возведении гидроузла на стадии изысканий геодезическая сеть строится из расчета на удовлетворение требований съёмочных работ, на стадии строительства — на удовлетворение требований к точности разбивочных работ, в период эксплуатации сооружения — на удовлетворение требований к точности работ, выполняемых при наблюдениях за осадками и деформациями основных сооружений гидроузла. При этом требования к точности геодезических измерений возрастают от этапа к этапу. Динамика развития сетей при строительстве крупных объектов требует нестандартного подхода к организации геодезических работ и расчетам точности, направленного на максимальное использование результатов ранее выполненных геодезических работ при переходе к обеспечению следующего этапа строительства сооружения.

Ниже рассмотрены особенности построения инженерно-геодезических сетей на территориях городов, гидроузлов и других объектов.

В соответствии с современными требованиями нормативных документов на территориях городов специальные сети не создаются, а главной геодезической основой являются государственные геодезические сети, построенные по единому перспективному плану. При развитии плановых сетей на территориях городов длины сторон триангуляции уменьшаются в полтора-два раза, чтобы один пункт приходился на 5—15 км².

Опорные геодезические сети на застроенных и незастроенных территориях городов, поселков и промышленных предприятий проектируются с учетом возможности их последующего сгущения и развития для обоснования топографической съемки в масштабе 1 : 500 и инженерно-геодезических работ.

Вид и конфигурация геодезических плановых сетей зависят от размеров и формы территории города. В городах, вытянутых вдоль реки или линии железной дороги, триангуляцию 2 и 3 классов проектируют в виде одинарной или сдвоенной цепи треугольников. В городах невытянутой формы основной фигурой триангуляционных построений является центральная система, усиленная целесообразно выбранными направлениями диагоналей (рис. 1). Такая конструкция является типовой. На больших территориях плановая сеть может состоять из нескольких центральных систем. В дальнейшем для геодезического обоснования городской территории сети триангуляции 2 и 3 классов дополняются пунктами триангуляции 3, 4 классов и триангуляции 1 и 2 разряда, входящими в системы треугольников или определенными путем вставки пунктов треугольников.

На территориях городов широко применяется полигонометрия 4 класса, 1 и 2 разрядов. При сгущении сетей полигонометрические ходы прокладывают по проездам, а закрепление полигонометрических пунктов на стенах зданий позволяет существенно повысить сохранность геодезических знаков.

Геодезическое обоснование в виде трилатерации не нашло широкого применения при построении сетей в городах. Это объясняется рядом причин. Во-первых, в треугольнике трилатерации с тремя измеренными сторонами нет дополнительных измерений, вследствие чего в нем не возникает ни одного условного уравнения. По сути дела, треугольник трилатерации по своим свойствам равноценен линейной засечке, не имеющей контроля полевых измерений. Во-вторых, сети трилатерации дают не всегда надежную ориентировку сторон сети, что приводит к значительным поперечным сдвигам пунктов и отрицательно сказывается на точности сети в целом. В-третьих, большое число измерений расстояний в условиях города сдерживается в ряде случаев неблагоприятными условиями измерений с помощью светодальномеров. К неблагоприятным факторам относятся существенные колебания температуры, давления и влажности в условиях города, насыщенность территории

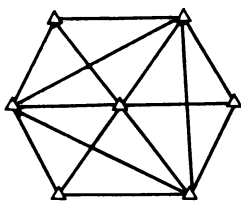


РИС. 1

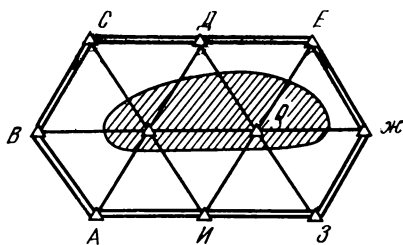


РИС. 2

города линиями электропередачи высокого напряжения и др. Влияние этих факторов несколько больше, чем в незастроенной местности.

Трилатерация не может конкурировать с полигонометрией на уровне построения сетей 4 класса и сетей сгущения, так как полигонометрические ходы обладают большой гибкостью и могут быть проложены практически на любом участке города. Вместе с тем сети высокоточной трилатерации с короткими сторонами находят широкое применение при разбивке высотных зданий и других сооружений.

Наиболее перспективным на территориях городов является создание линейно-угловых сетей, обладающих большими резервами точности определения координат и дирекционных углов, чем сети триангуляции и трилатерации. Кроме того, линейно-угловые сети можно строить с большими отступлениями от типовых фигур, сохраняя при этом необходимую точность.

На территориях городов и крупных территориально-производственных комплексов можно рекомендовать линейно-угловую сеть, показанную на рис. 2.

В сети триангуляции 2 класса выделяется контур $ABCDE$, ..., $И$, охватывающий с некоторым запасом территорию площадки. По линиям контура производятся линейные измерения светодальномерами с относительной ошибкой порядка $1 : 300\,000$, а на пунктах $A, B, C, \dots, И$ — измерения углов со средней квадратической ошибкой $1,0''$. Контур уравнивается как замкнутый полигонометрический ход. Затем уравнивается сеть триангуляции и полигонометрии, покрывающая всю территорию. Могут быть и другие схемы, основанные на применении линейно-угловых построений.

На стадии изысканий и проектирования гидроузла геодезическое обоснование служит для съемок территорий в крупных масштабах; для привязки результатов геологических, гидрологических изысканий; разбивки в натуре основных сетей гидросооружений. В этот период государственная геодезическая сеть развивается обычными методами до необходимой точности и плотности.

На стадии строительства гидроузла возникает необходимость в создании специальной так называемой гидротехнической триангуляции, обеспечивающей точность выполнения основных разбивочных работ гидротехнических сооружений. Особенностью гидротехнической триангуляции являются весьма высокие требования к измерению базисных сторон и углов при коротких сторонах треугольников. Длины сторон в этих сетях обычно составляют 0,5—1,5 км; углы измеряют с точностью 1—1,5", а наиболее ответственные стороны — с относительной ошибкой $\frac{1}{200\ 000}$ — $\frac{1}{250\ 000}$, что обеспечивает точность положения пунктов триангуляции около 5 мм.

На территории гидроузла прокладывается полигонометрия, соответствующая точности ходов 4 класса, 1 и 2 разрядов.

Схема гидротехнических триангуляций зависит от целого ряда обстоятельств: длины и формы плотины, ширины реки, наличия островов, высоких берегов и т. д. Вместе с тем, можно выделить основные тенденции, которые имеют место при создании гидротехнических триангуляций. Для оперативного обслуживания строительных работ пункты триангуляции размещают в непосредственной близости от основных осей сооружений, а одну сторону триангуляции совмещают с осью плотины с целью упрощения разбивочных работ. При этом стремятся уменьшить число дополнительных диагоналей в сети, упростить ее конструкцию за счет увеличения числа сторон, непосредственно измеренных с помощью светодальномеров.

При строительстве бетонных плотин значительной высоты в речных долинах рек каньонообразного типа возникает необходимость в создании многоярусной триангуляции, пункты которой располагаются на противоположных склонах на различной высоте и позволяют осуществлять поярусную разбивку строящегося объекта.

Геодезическую плановую основу на крупных мостовых переходах составляет специальная триангуляционная сеть — мостовая триангуляция.

Исходными для расчетов точности мостовых триангуляций являются нормы точности измерения длины мостового перехода и точности разбивки опор моста, которые характеризуются средними квадратическими ошибками порядка $1\div 3$ см.

Мостовую триангуляцию строят чаще всего в виде одного или двух геодезических четырехугольников. Базисные стороны измеряют с относительной ошибкой порядка $1:200\ 000$ — $1:300\ 000$, углы в треугольниках — с ошибкой $1\div 2''$.

Внедрение в производство точных светодальномеров позволяет строить более простые схемы геодезического обоснования на переходах через водотоки.

Основным плановым обоснованием для перенесения в натуре трассы туннеля служит прокладываемая на поверхности земли специальная сеть триангуляции (туннельная три-

ангуляция). Исходными для расчета точности туннельной триангуляции служат требования к величине поперечной сбойки туннеля. Например, для прямолинейного туннеля с тубинговой отделкой средняя квадратическая величина поперечной сбойки не должна превышать 50 мм.

Туннельная триангуляция строится, как правило, в виде вытянутой цепи треугольников, опирающейся на две базисные стороны, расположенные на концах сети. Туннельные триангуляции характеризуются высокими требованиями к точности их элементов. Например, при строительстве туннеля с общей длиной 5—8 км создается сеть триангуляции со сторонами 2—7 км, средней квадратической ошибкой измеренного угла 1", средней квадратической ошибкой дирекционного угла наиболее слабой стороны, не превышающей 2"; длины сторон в наиболее слабом месте сети должны быть определены с относительной ошибкой, не превышающей 1 : 150 000*.

Большую роль при передаче координат и дирекционного угла в забой и выполнении подземных работ играет полигонометрия. Она прокладывается в виде основной и подходной полигонометрии (на поверхности земли) со средними квадратическими относительными ошибками порядка 1 : 20 000—1 : 30 000 и подземной полигонометрии примерно такой же точности.

На промышленных площадках опорные геодезические сети в районе строительства создаются во время инженерно-геодезических изысканий и служат основой для крупномасштабных топографических съемок и построения разбивочных сетей. Площадь крупных территориально-производственных комплексов достигает 30—50 км² и более. Главной геодезической основой в таких случаях служат государственные геодезические сети. При меньших размерах строительных площадок разрешается создавать местные сети триангуляции 4 класса или светодальномерной полигонометрии с длинами сторон порядка 2 км и средними квадратическими ошибками измерения углов 2".

Для производства разбивочных работ создается сеть в виде строительной сетки, ходов полигонометрии, красных линий застройки.

При строительстве прецизионных сооружений (ускорителей заряженных частиц, высотных сооружений, радиотелескопов) создаются высокоточные сети микротриангуляции или микротриангуляции с очень короткими длинами сторон, например 25—50 м. Пункты в этих сетях в зависимости от вида сооружения определяются с ошибкой 0,1—0,5 мм, а иногда и точнее.

* Техническая инструкция по производству геодезическо-маркшейдерских работ при строительстве метрополитенов и туннелей. М., Минтрансстрой, 1970.

§ 6. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ТОЧНОСТИ СЕТЕЙ И КОЛИЧЕСТВА СТУПЕНЕЙ ИХ РАЗВИТИЯ

Инженерно-геодезическая сеть должна быть построена рационально, с соблюдением правил оптимального ведения работ. При этом может решаться одна из двух задач: получение наивысшей точности сети при заданных затратах сил, средств и времени (оптимизация по критериям точности) и создание сети заданной точности с наименьшими затратами денежных средств (оптимизация по критериям стоимости).

Эти две взаимосвязанные задачи распадаются на целый комплекс локальных задач, приводящих к улучшению технических характеристик или экономическому эффекту.

При проектировании плановых инженерно-геодезических сетей важно установить вид сети: будет ли эта сеть полностью базироваться на пунктах государственной геодезической основы или должна быть создана как локальная сеть.

Ориентировочно это можно установить на основе сравнения точности элементов проектируемой сети с точностью исходной сети.

Для более точного анализа этого вопроса при возможности измеряют на местности точным светодальномером ряд сторон исходной сети, к которым будет примыкать проектируемая инженерно-геодезическая сеть. В случае необходимости могут быть измерены и отдельные углы фигур исходной сети. Такие измерения позволяют обоснованно выбирать схему привязки проектируемой сети к исходной, устанавливать порядок величин ошибок исходных данных.

Предварительный расчет точности элементов инженерно-геодезических сетей обычно выполняют по приближенным формулам, дающим точность оценки ошибок проектируемых элементов в пределах 10—20 %. Строгая оценка точности инженерно-геодезических сетей производится на стадии рабочего проектирования, когда информация о действительной конструкции сети и точности измерения ее элементов становится более достоверной и конкретной.

В последнее время во все возрастающем объеме начинает применяться машинное проектирование геодезических сетей, основанное на использовании ЭВМ и математического аппарата, направленного на получение оптимальных результатов.

Инженерно-геодезические сети создаются поэтапно, с построением нескольких классов и разрядов. Основная тенденция состоит в том, чтобы проектировать по возможности меньше ступеней развития геодезического обоснования.

Если в процессе развития сетей происходит повышение требований к их точности, то каждая последующая ступень построения связана с созданием локальных сетей. В этом случае сеть не может быть создана в виде одноклассного или однораз-

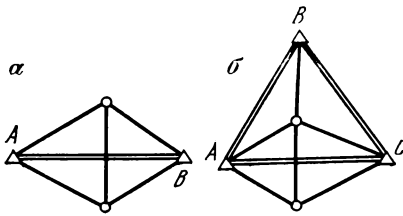


рис. 3

рядного построения. Минимальное количество ступеней равно числу переходов от менее точных инженерно-геодезических построений к более точным.

Если развитие сети происходит по принципу перехода от более точных построений к менее точным, то вопрос

о количестве ступеней и точности сетей на каждой ступени может быть решен на основе следующей методики.

В качестве исходных для расчетов следует принять величину относительной ошибки построения на конечной ступени ($1:T_k$) и аналогичную ошибку на начальной, исходной ступени построения ($1:T_n$). При этом необходимо учитывать характер действия ошибок исходных данных при примыкании сети последующей ступени построения к пунктам предыдущей ступени.

Рассмотрим случай, когда в качестве исходной принимается только одна сторона AB предыдущей i ступени (рис. 3, a) с относительной ошибкой $\frac{1}{T_i}$.

Относительная ошибка стороны треугольника последующей $i+1$ ступени определится по формуле

$$\left(\frac{1}{T_{i+1}}\right)^2 = \left(\frac{1}{T_i}\right)^2 + \left(\frac{1}{T_{i+1}}\right)_{\text{изм}}^2, \quad (I.1)$$

где $\left(\frac{1}{T_{i+1}}\right)_{\text{изм}}$ — относительная ошибка, обусловленная ошибками измерений на последующей стадии построения, без учета влияния ошибок исходных данных.

Обозначим через K_i коэффициент обеспечения точности при переходе от предыдущей ступени построения к последующей. Тогда для промежуточных ступеней развития обоснования можно написать:

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{T_n}{K_1}; \\ T_2 &= \frac{T_n}{K_1 K_2}; \\ &\dots \dots \dots \\ T_k &= \frac{T_n}{K_1 K_2 \dots K_n}. \end{aligned}$$

Если принять $K_1 = K_2 = \dots = K_n$,

то

$$T_k = \frac{T_n}{K^n},$$

откуда

$$K = \sqrt[n]{\frac{T_n}{T_k}}. \quad (I.2)$$

Формула (I.2) применяется в ряде случаев для расчета числа ступеней.

Формула (I.2) применима также в том случае, когда все стороны исходного треугольника ABC (рис. 3, б) систематически искажены на одну и ту же относительную величину без искажения углов исходного треугольника. Она применима и к расчетам ступеней полигонометрических построений, если ходы полигонометрии опираются на два исходных пункта или примычные дирекционные углы безошибочны.

Однако на практике указанные выше обстоятельства, как правило, не имеют места. В действительности исходный треугольник ABC помимо искажения масштаба всей фигуры имеет искажения углов треугольника, что приводит к появлению в формуле (I.1) дополнительного члена $\left(\frac{1}{T_i}\right)'$, обусловленного смещением одной из вершин треугольника относительно двух других вершин.

В результате получаем

$$\left(\frac{1}{T_{i+1}}\right)^2 = \left(\frac{1}{T_i}\right)^2 + \left(\frac{1}{T_i}\right)'^2 + \left(\frac{1}{T_{i+1}}\right)_{\text{изм}}^2. \quad (I.3)$$

Наличие дополнительной ошибки исходных данных приводит к появлению в формулах (I.1) и (I.2) коэффициента ϵ_i , характеризующего увеличение действия ошибок исходных данных на относительную ошибку стороны последующей ступени.

С учетом коэффициента ϵ_i имеем

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{T_n}{K_1 \epsilon_1}; & T_2 &= \frac{T_n}{K_1 K_2 \epsilon_1 \epsilon_2}; \\ &\dots & & \dots \\ T_k &= \frac{T_n}{K_1 K_2 \dots K_n \epsilon_1 \epsilon_2 \dots \epsilon_n}. \end{aligned}$$

Если принять

$$K_1 = K_2 = \dots = K_n, \quad \epsilon_1 = \epsilon_2 = \dots = \epsilon_n,$$

то

$$T_k = \frac{T_n}{K^n \epsilon^n}. \quad (I.4)$$

Из формулы (I.4) следует, что увеличение количества ступеней приводит к снижению точности конечных результатов. Этот вывод подтверждается практикой построения геодезических сетей.

Из формулы (I.4)

$$K = \frac{1}{\varepsilon} \sqrt[n]{\frac{T_{II}}{T_K}}. \quad (I.4)$$

Согласно исследованиям проф. К. Л. Проворова*, ошибки систематического искажения масштаба всей фигуры триангуляции сопоставимы по величине с дополнительными искажениями формы всей фигуры. При примерном равенстве ошибок $\left(\frac{1}{T_i}\right)$ и $\left(\frac{1}{T_i}\right)'$ величина ε составляет примерно $\sqrt[2]{2}$.

В полигонометрических ходах, опирающихся концами на два исходных пункта, ошибки исходных данных действуют примерно пропорционально длинам линий и диагоналей. Для среднего пункта хода величина влияния ошибок исходных данных на его положение определяется формулой

$$m_{\text{ср(исх)}} = 0,5m_{\text{к.н}}, \quad (I.5)$$

где $m_{\text{к.н}}$ — общая средняя квадратическая ошибка положения конечного исходного пункта относительно начального.

При уравнивании хода, опирающегося концами на исходные пункты и исходные дирекционные углы, имеет место зависимость**

$$m_{\text{исх}}^2 = q_1^2 m_{\alpha_{\text{к.н}}}^2 + q_2^2 m_{x_{\text{к.н}}}^2 + q_3^2 m_{y_{\text{к.н}}}^2, \quad (I.6)$$

где $m_{\alpha_{\text{к.н}}}$ — средняя квадратическая ошибка в направлении конечной линии относительно начальной; q_1 , q_2 и q_3 — коэффициенты оцениваемой функции, вычисляемые для каждого оцениваемого элемента хода.

Для средней точки хода $q_2 \geq 0,5$ и $q_3 \geq 0,5$, причем значения q_2 и q_3 могут достигать значений, приближающихся к единице. Таким образом,

$$m_{\text{ср(исх)}} = 0,5m_{\text{к.н}}\varepsilon, \quad (I.7)$$

где ε — рассмотренный выше коэффициент увеличения действия ошибок исходных данных на уравненные элементы полигонометрического хода (по сравнению с линейным законом действия этих ошибок).

Для полигонометрических ходов, уравненных по методу наименьших квадратов, величина ε колеблется в пределах от 1,2 до 2.

В случае проложения хода, опирающегося только на два исходных пункта, $q_1 = 0$, $q_2 = 0,5$ и $q_3 = 0,5$, что приводит к формуле (I.5).

* Проворов К. Л. О точности сплошных сетей триангуляции. М., Геодезиздат, 1956, с. 151.

** Конусов В. Г. Предвычисление точности полигонометрических ходов. М., Недра, 1966, с. 15.

При расчетах числа ступеней обоснования можно ориентировочно принять коэффициент ϵ равным 1,5 или $\sqrt{2}$. Тогда формула (1.4') перепишется в виде

$$K = \frac{1}{1,5} \sqrt[n]{\frac{T_n}{T_k}}. \quad (1.8)$$

Например, при точности начальной ступени (триангуляции) $\frac{1}{T_n} = 1/80\,000$ и конечной ступени (теодолитного хода) $\frac{1}{T_k} = 1/4000$ при трехступенчатой схеме развития обоснования ($n=3$) коэффициент обеспечения точности должен быть равен не менее

$$K = \frac{1}{1,5} \sqrt[3]{20} = 1,8.$$

§ 7. ВЫБОР СИСТЕМЫ КООРДИНАТ И ПОВЕРХНОСТИ ОТНОСИМОСТИ ПРИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТАХ

Государственные геодезические сети до их уравнивания должны быть отнесены на референц-эллипсоид Красовского, для чего в сетях 1 и 2 классов в измеряемые элементы вводятся редукции. Это предопределяет проектирование всех последующих сетей сгущения и результатов съемочных работ на единую поверхность относимости.

Координаты всех пунктов вычисляются в системе плоских прямоугольных координат в проекции Гаусса.

Так как строительство фундаментов сооружений производится на естественном основании, то важно получить результаты измерений в «натуральном» виде, без искажений их поправками, не связанными с методикой и целями измерений.

Поправка за отнесение базисной стороны (рис. 4) на поверхность относимости $\Delta_H = A_0B_0 - AB$ вычисляется по формуле

$$\Delta_H = - \frac{s(H_m - H_0)}{R_m}, \quad (1.9)$$

где s — длина измеренной стороны; H_m — средняя отметка измеренной стороны; H_0 — отметка поверхности относимости; R_m — средний радиус кривизны земного эллипсоида (6370 км), или

$$\frac{\Delta_H}{s} = - \frac{(H_m - H_0)}{R_m}. \quad (1.10)$$

Эта поправка не будет существенно искажать масштаб сети

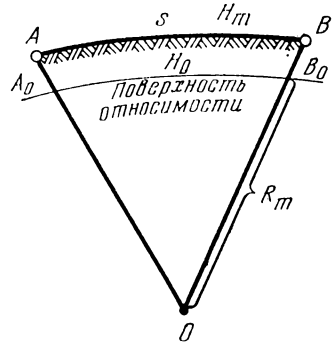


РИС. 4

триангуляции, если

$$\frac{\Delta H}{s} \leq \frac{1}{200\,000}.$$

Тогда

$$H_0 = -R_m \frac{\Delta H}{s} = -\frac{6\,370\,000}{200\,000} = -31,85 \text{ м},$$

т. е. при разности отметок местности и поверхности относимости меньше 32 м поправку ΔH можно не учитывать.

В качестве поверхности относимости принимают средний уровень строительной площадки, на трассах метрополитена — уровень оси туннеля или головок рельсового пути и т. д.

При редуцировании сторон триангуляции на плоскость в проекции Гаусса длины сторон получают поправки с положительным знаком, увеличивающиеся по величине по мере приближения к краям шестиградусной зоны.

Расстояние s_0 по прямой между двумя точками в проекции Гаусса вычисляется по формуле (с удержанием первого члена разложения)

$$s_0 = s \left(1 + \frac{y_m^2}{2R_m^2} + \dots \right), \quad (I.11)$$

где s — расстояние между точками на референц-эллипсоиде; R_m — средний радиус кривизны; y_m — среднее значение из ординат концов линии,

$$y_m = \frac{y_1 + y_2}{2}.$$

Приближенно поправка в длину линии за переход в проекцию Гаусса может быть определена по формуле

$$\Delta_\Gamma = +s \frac{y_m^2}{2R_m^2} \quad (I.12)$$

или

$$\frac{\Delta_\Gamma}{s} = \frac{y_m^2}{2R_m^2}, \quad (I.12')$$

отсюда

$$y_m = \sqrt{\frac{2R_m^2 \Delta_\Gamma}{s}} = R_m \sqrt{\frac{2\Delta_\Gamma}{s}}. \quad (I.13)$$

Для крайних точек трехградусной зоны в средних широтах ордината $y_m \approx 150$ км и, следовательно, по формуле (I.12')

$$\frac{\Delta_\Gamma}{s} = \frac{(150)^2}{2 \cdot (6370)^2} = \frac{1}{2760},$$

что соответствует точности теодолитного хода.

Чтобы искажение масштаба сети триангуляции, как и ранее, не превышало $1/200\,000$, расстояние от осевого меридиана зоны до строительной площадки не должно быть более

$$y_m = 6370 \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{200\,000}} \approx 20 \text{ км.}$$

Если это расстояние больше 20 км, то необходимо выбирать частный меридиан, проходящий через среднюю точку площадки.

Так как поправки Δ_H и Δ_Γ обычно с обратными знаками, то предлагается компенсированная система координат*, в которой поверхность относимости и расположение осевого меридиана для района инженерно-геодезических работ выбирают с таким расчетом, чтобы сумма этих двух поправок составляла пренебрегаемо малую величину. Это условие можно записать в виде

$$\Delta_H + \Delta_\Gamma = -\frac{s(H_m - H_0)}{R_m} + \frac{y_m^2 s}{2R_m^2} \approx 0. \quad (I.14)$$

Отсюда, если задана величина y_m , то

$$H_m - H_0 = \frac{y_m^2}{2R_m}, \quad (I.15)$$

или при заданной величине $(H_m - H_0)$

$$y_m = \sqrt{2R_m(H_m - H_0)}; \quad (I.16)$$

например, при отстоянии площадки от осевого меридиана на 50 км отметка поверхности относимости от измеряемой линии составит

$$H_m - H_0 = \frac{50 \cdot 50\,000}{2 \cdot 6370} = 196 \text{ м.}$$

Наоборот, при заданной величине $H_m - H_0 = 50$ м расчетная ордината будет равна

$$y_m = \sqrt{2 \cdot 6370 \cdot 0,05} = 25 \text{ км.}$$

Следует, однако, отметить, что компенсированная система не нашла распространения при производстве инженерно-геодезических работ. Обычно высота поверхности относимости задается в проекте сооружения. Поэтому применение этой системы возможно лишь в узкой полосе с ординатой y_m , вычисленной по формуле (I.16).

При использовании пунктов государственной геодезической сети для обоснования территорий городов, промышленных пло-

* *Иванов Н. И.* О выборе поверхности проектирования триангуляции при инженерно-геодезических изысканиях и городских съемках. — Геодезия и картография, 1957, № 2, с. 36—39.

шадок возникает необходимость в двойном введении редуцированных поправок. Сначала в вычисленные расстояния между пунктами триангуляции или полигонометрии следует ввести поправку Δ_H с обратным знаком, приводя, таким образом, величины расстояний на уровень физической поверхности земли, а затем при необходимости — поправку за переход на выбранный уровень поверхности относимости строительной площадки.

§ 8. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ПРОЕКТОВ ТРИАНГУЛЯЦИИ

Наиболее типичными построениями при развитии инженерно-геодезических сетей методом триангуляции являются цепи треугольников, центральные системы с дополнительными диагоналями, геодезические четырехугольники, вставки пунктов в треугольники и различные конструкции из этих фигур.

Величина средней квадратической ошибки m_F функции уравненных элементов сети может быть подсчитана по формуле

$$m_F = \mu \sqrt{\frac{1}{p_F}}, \quad (I.17)$$

где μ — средняя квадратическая ошибка единицы веса; $\frac{1}{p_F}$ — величина, обратная весу функции.

С учетом ошибок исходных данных $m_{исх}$ суммарная ошибка

$$m = \sqrt{m_{исх}^2 + m_F^2}. \quad (I.18)$$

Средняя квадратическая ошибка связующей стороны цепочки, опирающейся на две исходные базисные стороны (рис. 5), может быть определена по известным приближенным формулам, основанным на сложении весов длины стороны при определении ее от начальной и конечной базисной стороны.

Если среднюю квадратическую ошибку стороны $EF=s$, полученную по ряду I , обозначить через m_{s_1} , а по ряду II — через m_{s_2} то соответствующие веса стороны s будут равны

$$p_1 = \frac{\mu^2}{m_{s_1}^2}, \quad p_2 = \frac{\mu^2}{m_{s_2}^2}.$$

Вес среднего значения длины стороны определится по формуле

$$p = p_1 + p_2 = \mu^2 \frac{m_{s_1}^2 + m_{s_2}^2}{m_{s_1}^2 m_{s_2}^2}. \quad (I.19)$$

Средняя квадратическая ошибка определяемой стороны s

$$m_s^2 = \frac{\mu^2}{p} = \frac{m_{s_1}^2 m_{s_2}^2}{m_{s_1}^2 + m_{s_2}^2}.$$

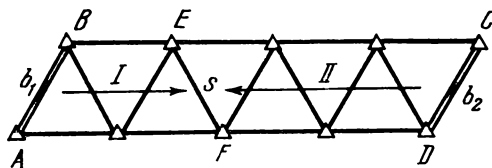


РИС. 5

Средние квадратические ошибки m_{s_1} и m_{s_2} принято определять по формулам, в которые входят логарифмы ошибок сторон,

$$m_{lgs}^2 = \frac{2}{3} m_{\beta}^2 \sum_1^n (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B) = \frac{2}{3} m_{\beta}^2 \sum_1^n R, \quad (I.20)$$

где δ_A и δ_B — переменные логарифмов связующих углов A и B при изменении их на $1''$; величины R приведены в прилож. 1; m_{β} — средняя квадратическая ошибка измерения угла. Если уравнивание производится по направлениям, то $m_{\beta} = m_n \sqrt{2}$.
С учетом ошибок исходных базисных сторон

$$\left. \begin{aligned} m_{lgs_1}^2 &= \frac{2}{3} m_{\beta}^2 \sum_1^k R + m_{lgb_1}^2; \\ m_{lgs_2}^2 &= \frac{2}{3} m_{\beta}^2 \sum_k^n R + m_{lgb_2}^2; \end{aligned} \right\} \quad (I.21)$$

где k — число треугольников от базисной стороны b_1 до определяемой s ; n — число треугольников в цепи.

При измерении направлений формула имеет вид

$$m_{lgs}^2 = m_{lgb}^2 + \frac{4}{3} m_n^2 \sum_1^k R. \quad (I.22)$$

Связь между относительной ошибкой стороны и ошибкой в логарифме стороны в единицах 6-го знака устанавливается на основе соотношения

$$\frac{m_s}{s} = \frac{m_{lgs}}{M \cdot 10^6}, \quad (I.23)$$

где M — модуль десятичных логарифмов.

Отсюда

$$m_s = \frac{m_{lgs}}{M \cdot 10^6} s.$$

На основе аналогичных соотношений для m_{s_1} и m_{s_2} получаем

$$m_s = \frac{s}{M \cdot 10^6} \sqrt{\frac{m_{1g s_1}^2 m_{1g s_2}^2}{m_{1g s_1}^2 + m_{1g s_2}^2}} = \frac{s}{M \cdot 10^6} \frac{m_{1g s_1} m_{1g s_2}}{\sqrt{m_{1g s_1}^2 + m_{1g s_2}^2}}. \quad (I.24)$$

Из аналогичных расчетов для дирекционных углов получаем

$$m_\alpha^2 = \frac{m_{\alpha_1}^2 m_{\alpha_2}^2}{m_{\alpha_1}^2 + m_{\alpha_2}^2}, \quad (I.24)$$

где

$$m_{\alpha_1}^2 = \frac{2}{3} m_\beta^2 k;$$

$$m_{\alpha_2}^2 = \frac{2}{3} m_\beta^2 (n - k).$$

С учетом ошибок дирекционных углов начальной и конечной исходной стороны хода (m_{α_n} и m_{α_k}) получаем

$$\left. \begin{aligned} m_{\alpha_1}^2 &= \frac{2}{3} m_\beta^2 k + m_{\alpha_n}^2, \\ m_{\alpha_2}^2 &= \frac{2}{3} m_\beta^2 (n - k) + m_{\alpha_k}^2. \end{aligned} \right\} \quad (I.25)$$

Поперечная ошибка конечного пункта стороны s (по отношению к линии ориентирования, взятой в качестве исходной) при подсчете ошибок m_{α_n} и m_{α_k} определится по формуле

$$m_q = \frac{m_\alpha}{\rho} s.$$

Ошибка взаимного положения пунктов E и F находят из выражения

$$m^2 = m_s^2 + m_q^2$$

или

$$m = \sqrt{m_s^2 + \left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 s^2}. \quad (I.26)$$

При проектировании центральной системы, изображенной на рис. 6, расчеты точности могут быть выполнены по тем же формулам, которые были применены для цепи треугольников. Однако при этом следует учесть, что $m_{1g b_1} = m_{1g b_2} = m_{1g b}$ и $m_{\alpha_n} = m_{\alpha_k} = m_{\alpha_0}$.

В результате формула (I.24) примет вид

$$m_s = \frac{s}{M \cdot 10^6} \sqrt{\frac{m_{lg s_1}^2 m_{lg s_2}^2}{m_{lg s_1}^2 + m_{lg s_2}^2} + m_{lg b}^2}, \quad (I.27)$$

а формула (I.24') преобразуется в выражение

$$m_\alpha^2 = \frac{m_{\alpha_1}^2 m_{\alpha_2}^2}{m_{\alpha_1}^2 + m_{\alpha_2}^2} + m_{\alpha_0}^2. \quad (I.28)$$

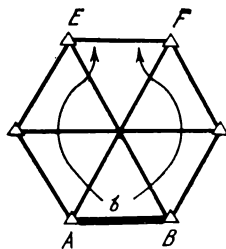


РИС. 6

В формулах (I.27) и (I.28) величины $m_{lg s_1}$, $m_{lg s_2}$, m_{α_1} и m_α вычисляются без учета ошибок исходных данных.

При наличии дополнительных диагоналей в сетях треугольников для приближенных расчетов целесообразно применять эквивалентные формулы проф. А. И. Дурнева [10].

Среднюю квадратическую ошибку определения логарифма стороны и дирекционного угла в сети с диагоналями можно подсчитать по формулам

$$\left. \begin{aligned} m_{lg s}^2 &= Q \frac{k(N-s)}{N(k-r)} \sum_1^n R; \\ m_\alpha^2 &= Q \frac{k(N-s)}{N(k-r)} n, \end{aligned} \right\} \quad (I.29)$$

где $Q = \frac{4}{3} m_n^2$, если сеть уравнивалась по направлениям; $Q = \frac{2}{3} m_B^2$, если сеть уравнивалась по углам; N — число всех измеренных величин (направлений или углов) в сети с диагоналями; k — число измеренных величин в сети без диагоналей; r — число избыточных измерений в сети без диагоналей; s — число избыточных измерений в сети с диагоналями; n — число фигур в сети без диагоналей.

Пользуясь формулами (I.29), можно получить эквивалентную формулу для величины, обратной весу стороны, в цепи геодезических четырехугольников (рис. 7):

$$\frac{1}{P_s} = \frac{4}{3} \frac{k}{N} \Sigma (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B), \quad (I.30)$$

где N — число всех измеренных направлений в ряде геодезических четырехугольников; k — число всех измеренных направлений в простой цепи треугольников. При $n=3$ $\frac{k}{N} = 0,81$; при $n=8$ $\frac{k}{N} = 0,80$; при $n=12$ $\frac{k}{N} = 0,80$.

Таким образом, с некоторым приближением при измерении направлений

$$\frac{1}{P_s} = I, I \Sigma (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B), \quad (I.31)$$

при измерении углов

$$\frac{1}{P_s} = \frac{1}{2} \Sigma (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B) \quad (I.32)$$

и, следовательно, для ряда четырехугольников

$$m_{1gsk}^2 = m_{1g}^2 b + \frac{1}{2} m_{\beta}^2 \sum_1^k (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B). \quad (I.33)$$

Для оценки точности положения пункта, определенного вставкой в треугольник, целесообразно применять формулы проф. К. Л. Проворова (рис. 8).

$$\left. \begin{aligned} M &= \sqrt{\frac{a^2 b^2 + a^2 c^2 + b^2 c^2 + a^2 s_{\alpha}^2 + b^2 s_{\beta}^2 + c^2 s_{\gamma}^2}{8(a^2 \sin^2 \alpha + b^2 \sin^2 \beta + c^2 \sin^2 \gamma + ab \sin \alpha \sin \beta + ac \sin \alpha \sin \beta + bc \sin \beta \sin \gamma)}}; \\ m_{\alpha_a} &= m_{\beta}'' \sqrt{\frac{3b^2 \sin^2 \beta + 3c^2 \sin^2 \gamma + 2bc \sin \beta \sin \gamma}{8(a^2 \sin^2 \alpha + b^2 \sin^2 \beta + c^2 \sin^2 \gamma + ab \sin \alpha \sin \beta + ac \sin \alpha \sin \gamma + bc \sin \beta \sin \gamma)}}; \\ \frac{m_a}{a} &= \sqrt{\left(\frac{M_a}{a}\right)^2 - \left(\frac{m_{\alpha_a}}{\rho}\right)^2}, \end{aligned} \right\} (I.34)$$

где M — средняя квадратическая ошибка положения пункта; m_{α_a} — средняя квадратическая ошибка определения дирекционного угла стороны a ; $\frac{m_a}{a}$ — относительная средняя квадратическая ошибка определения стороны a ; m_{β}'' — средняя квадратическая ошибка измеренного угла.

Для расчета требуемой точности угловых измерений в триангуляции целесообразно использовать формулу (I.17).

Если при выборе величины единицы веса μ принять ее равной средней квадратической ошибке измерения угла в триангуляции m_{β} , то при одинаковой точности измерения углов в сети веса углов будут равны единице:

$$\rho_{\beta} = \frac{\mu^2}{m_{\beta}^2} = 1.$$

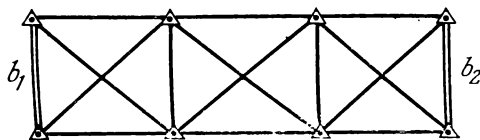


РИС. 7

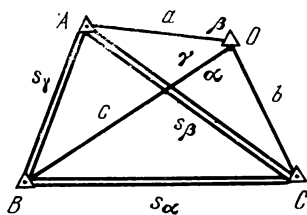


РИС. 8

Вычислив величину, обратную весу функции, можно определить величину m_B :

$$m_B = \frac{m_F}{\sqrt{\frac{1}{P_F}}} \quad (1.35)$$

Таким образом, устанавливая заранее величину средней квадратической ошибки наиболее важного элемента сети, можно вычислить необходимую точность измерения углов триангуляции. Точность измерения базисных сторон войдет в величину $\frac{1}{P_F}$. Поэтому точность угловых измерений определяется при заданных ошибках измерения базисных сторон и наоборот.

§ 9. ОСОБЕННОСТИ ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ И ДЛИН ЛИНИЙ В ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЯХ

Инженерно-геодезические сети создаются, как правило, в специфических условиях, накладывающих некоторые особые требования к методике и организации угловых и линейных измерений.

Особенности угловых измерений в сетях триангуляции, создаваемых на территории городов и промышленных площадок, возникают из-за влияния следующих факторов:

а) наличия своеобразного микроклимата, создаваемого за счет выделения в атмосферу промышленными и энергетическими предприятиями тепла, дыма и пыли; изменения режимов теплопроводности, испарения, конденсации водяного пара под воздействием асфальтированной поверхности проездов, железобетонных и металлических конструкций;

б) наличия многочисленных препятствий для визирного луча, создаваемых строительством высоких зданий, труб и башен;

в) резкой разницы в уровнях, на которых располагаются пункты в городах, при наличии коротких сторон;

г) вибрации промышленных зданий, на которых располагаются пункты триангуляции.

Вследствие климатологических условий города на пути визирного луча создаются множества местных полей рефракций, изменяющихся в пространстве и времени. Суточные и сезонные изменения боковой рефракции заставляют выбирать достаточно четко определенное время для производства угловых измерений. Наблюдения лучше всего выполнять ранней весной и осенью. Наиболее благоприятные часы утренних и вечерних наблюдений устанавливаются в зависимости от времени года и состояния погоды.

В связи с малыми длинами сторон триангуляции особое внимание следует обращать на точность центрирования теодолитов и визирных приспособлений.

Определим допустимые ошибки центрирования прибора над центром триангуляционного пункта.

Известно, что поправку c в направлении за центрировку определяют по формуле

$$c'' = \frac{e \sin(M + \theta)}{s} \rho'', \quad (I.36)$$

где e — величина линейного, а θ — углового элемента редукции; s — длина стороны триангуляции; M — измеренное направление.

Поправка c_0'' в измеренный угол определится по формуле

$$c_0'' = e\rho'' \left[\frac{\sin(M_2 + \theta)}{s_2} - \frac{\sin(M_1 + \theta)}{s_1} \right], \quad (I.37)$$

где индексы «1» и «2» относятся к первому и второму направлениям.

При расчетах точности триангуляции наибольшую разность направлений примем равной 120° (рис. 9), а длины сторон — равными между собой. Тогда

$$\begin{aligned} c_0'' &= \frac{e\rho''}{s} [\sin(M_2 + \theta) - \sin(M_1 + \theta)] = \\ &= \frac{e\rho''}{s} 2 \cos\left(\frac{M_1 + M_2}{2} + \theta\right) \sin\frac{M_2 - M_1}{2} = \\ &= \frac{e\rho''}{s} 2 \cos(60^\circ + \theta) \sin 60^\circ. \end{aligned}$$

Примем $\cos(60^\circ + \theta)$ равным максимальному значению по абсолютной величине, что имеет место при $60^\circ + \theta = 360^\circ$ (или $60^\circ + \theta = 180^\circ$)

$$\cos(60^\circ + \theta) = 1.$$

Отсюда

$$c_0'' = \frac{e\rho''}{s} 2 \frac{\sqrt{3}}{2},$$

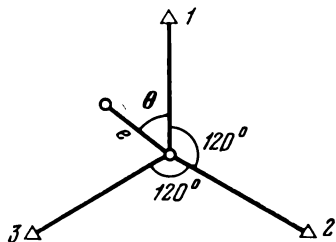


РИС. 9

а

$$e = \frac{c_0'' s}{\rho'' \sqrt{3}}.$$

Дифференцируя по c_0'' , найдем

$$de = \frac{dc_0'' s}{\rho'' \sqrt{3}}.$$

Переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_e = \frac{m_c'' s}{\rho'' \sqrt{3}}.$$

Поставив условие $m_c'' = 0,1 m_\beta''$, получим

$$m_e = \frac{0,1 m_\beta'' s}{\rho'' \sqrt{3}}. \quad (I.38)$$

В качестве примера возьмем триангуляцию 4 класса. Средняя квадратическая ошибка измерения угла $m_\beta = 2''$, минимальная длина стороны $s = 2$ км.

При этих значениях

$$m_e = 1,2 \text{ мм.}$$

Таким образом, при производстве угловых измерений необходимо обеспечивать высокую точность центрирования теодолита. Аналогичные требования следует предъявлять и к установке визированных целей.

При коротких сторонах и существенной разности высот наблюдаемых пунктов возникает необходимость учитывать влияние наклона оси вращения трубы теодолита. Поправка в горизонтальное направление вычисляется по формуле

$$\Delta'' = b \operatorname{ctg} z \frac{\tau''}{2}, \quad (I.39)$$

где b — наклон горизонтальной оси в полуделениях уровня; $\frac{\tau''}{2}$ — цена полуделения уровня; z — зенитное расстояние направления.

При наблюдении триангуляции в горных районах в измеренные направления, кроме поправки за наклон горизонтальной оси теодолита, вводят поправку за уклонение отвесных линий от нормали к поверхности эллипсоида в наблюдаемых пунктах.

На основе проведенных исследований установлено, что в равнинной части СССР уклонение отвесных линий составляет в среднем 4—5'', в отдельных районах 10—15'', а в горных районах может достигать 30—60'' и несколько больше.

Уклонение отвесной линии в данной точке определяют двумя его составляющими: ξ — в плоскости меридиана и η — в плоскости первого вертикала, перпендикулярной в данной точке к плоскости меридиана. При этом поправка в измеренное направление за уклонение отвесной линии вычисляется по формуле

$$v = (\eta \cos A - \xi \sin A) \operatorname{ctg} z, \quad (1.40)$$

где A — азимут направления.

При измерении расстояний светодальномерами в городах возникает ряд особенностей, отрицательно влияющих на точность результатов. Неблагоприятные условия для измерения расстояний обусловлены наличием пыли в атмосфере, что ограничивает дальность работы светодальномера, и турбулентностью атмосферы, вызывающей пульсацию светового пучка, в результате чего происходит пульсация сдвига фазы.

Для ослабления действия неблагоприятных факторов необходимо принять ряд мер, осуществляемых в процессе рекогносцировки и измерения расстояний:

1) длины линий целесообразно измерять в пасмурные дни, желательны ранней весной или осенью, когда изменения температуры внутри города сглажены;

2) базисные стороны сетей триангуляции следует выбирать так, чтобы между пунктами была одноэтажная застройка;

3) существенное значение имеет подбор типа светодальномера. Наилучшие результаты в городских условиях получаются при применении светодальномеров с фотоэлектрической регистрацией светового потока, с выдачей готового расстояния на электронно-цифровое табло. Измерение расстояний этими светодальномерами особенно облегчается вследствие наличия накопителя. Если на пути светового потока возникает препятствие вследствие движения транспорта и пешеходов, то работа светодальномера-автомата прекращается только на время перекрытия, а затем сразу же возобновляется вновь с использованием всей информации, попадающей в приемное устройство.

В городских условиях линии можно измерять светодальномерами и в зимнее время. Для этого необходимо перевозить прибор в нагретом состоянии.

§ 10. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОЛИГОНОМЕТРИЧЕСКИХ ХОДОВ И СЕТЕЙ

При проектировании одиночного полигонометрического хода, опирающегося концами на исходные пункты и исходные дирекционные углы, необходимо определить ошибку в положении пункта и ошибку дирекционного угла в средней части хода после уравнивания его за все условия.

Общеизвестные формулы расчета точности основаны на предположении, что в ходах произвольной формы ошибка положения

пункта в наиболее слабом месте

$$m_{\alpha_{\text{сл}}} = \frac{1}{2} M, \quad (1.41)$$

где M — ошибка в положении конечного пункта хода относительно начального (и начальной линии ориентирования) после уравнивания хода только за условие дирекционных углов, определяемая по формуле

$$M^2 = [m_s^2] + [D_{0,i}^2] \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2}; \quad (1.42)$$

здесь m_s — средняя квадратическая ошибка измерения стороны; m_{β} — средняя квадратическая ошибка измерения угла; $D_{0,i}$ — расстояние от каждой вершины до центра тяжести хода.

В случае измерения длин сторон подвесными мерными приборами

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + [D_{0,i}^2] \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2}, \quad (1.43)$$

где μ и λ — соответственно коэффициенты случайного и систематического влияния при линейных измерениях; $[s]$ — периметр; L — длина замыкающей хода.

Указанные расчеты привлекают простотой вычислений и широко применяются при приближенных расчетах точности. Вместе с тем, формулы (1.41) и (1.42) дают недостаточно точные результаты (ошибки могут составлять 100 % и более). Это обусловлено тем, что между ошибками $m_{\text{сл}}$ и M не существует стандартного соотношения; кроме того, в этих формулах не учитывается разница в действии систематических ошибок на средние и конечную точки хода, не учитывается предполагаемый метод уравнивания.

Более точные результаты при предвычислении точности полигонометрических ходов могут быть получены по упрощенным формулам*, учитывающим отмеченные выше обстоятельства. Согласно исследованиям наиболее слабым местом хода не всегда является его середина. Однако при наличии систематических ошибок линейных измерений и ошибок исходных данных средние точки хода определяются с наименьшей точностью.

Для подсчета ошибок в положении средней точки хода предложена следующая методика. В большинстве случаев ломаный ход (рис. 10) может быть с достаточной степенью точности заменен симметричным ходом, состоящим из двух прямолинейных ветвей. При этом остаются все технические характеристики заменяемого хода. С этой целью на схеме хода или непосред-

* *Конусов В. Г.* Предвычисление точности полигонометрических ходов. М., Недра, 1966.

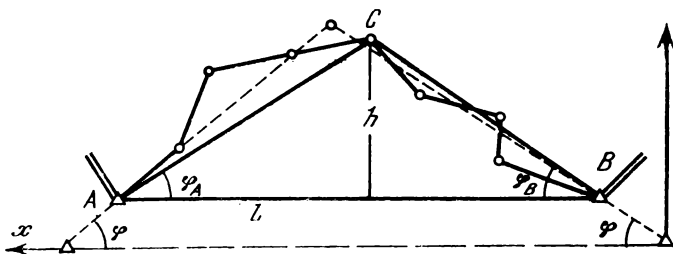


РИС. 10

ственно на карте, где запроектирован ход, проводят из точки C , расположенной ближе всего к середине хода, направления CA и CB . После этого измеряют углы φ_A и φ_B , расстояние от средней точки до замыкающей в километрах h и длину замыкающей L . Находят угол $\varphi = \frac{\varphi_A + \varphi_B}{2}$. Следующим этапом является получение параметров a , b и c по формулам

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{[m_s^2]}{4}; \\ b &= [s]^2 \frac{(n+2)(n^2+2n+4)}{192n(n+1)} \frac{m_\beta^2}{\rho^2}; \\ c &= [s]^2 \frac{(n+1)(n+2)}{48n} \frac{m_\beta^2}{\rho^2}, \end{aligned} \right\} \quad (I.44)$$

где $[s]$ — периметр хода; n — число сторон в ходе.

Средняя квадратическая случайная ошибка измерения длин сторон хода определяется в зависимости от метода их измерения по формулам:

а) при измерении подвесными мерными приборами

$$m_{s_i} = \mu \sqrt{s_i};$$

б) при применении светодальномеров

$$m_{s_i} = (A + Bs_i)$$

(A и B — постоянные, определяемые эмпирически для каждого типа приборов);

в) при применении параллактического метода

$$m_{s_i} = m_\varphi \frac{s_i}{\varphi_i},$$

где φ_i — величина соответствующего параллактического угла; m_φ — его средняя квадратическая ошибка.

В зависимости от предполагаемого метода уравнивания хода формулы имеют различный вид, но составляющие их элементы одни и те же.

При уравнивании по методу наименьших квадратов продольная и поперечная ошибки средней точки хода с учетом влияния случайных, систематических ошибок линейных измерений и ошибок исходных данных определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} m_t^2 &= \frac{ac}{a \sin^2 \varphi + c \cos^2 \varphi}; \\ m_u^2 &= \frac{ab}{a \cos^2 \varphi + b \sin^2 \varphi}; \\ \sigma_t &= 0; \\ \sigma_u &= \lambda_0 \left\{ h_{\text{км}} - L_{\text{км}} \frac{(a-b) \sin \varphi \cos \varphi}{2(a \cos^2 \varphi + b \sin^2 \varphi)} \right\}; \\ m_{t_{\text{исх}}}^2 &= \left(\frac{m_{t_{\text{к.н}}}}{2} \right)^2 + \left\{ \frac{(a-c) \sin \varphi \cos \varphi}{2(a \sin^2 \varphi + c \cos^2 \varphi)} m_{u_{\text{к.н}}} \right\}^2; \\ m_{u_{\text{исх}}}^2 &= \left(\frac{m_{u_{\text{к.н}}}}{2} \right)^2 + \left\{ \frac{(a-b) \sin \varphi \cos \varphi}{2(a \cos^2 \varphi + b \sin^2 \varphi)} m_{t_{\text{к.н}}} \right\}^2, \end{aligned} \right\} \quad (I.45)$$

где m_t и m_u — продольная и поперечная средние квадратические ошибки положения среднего пункта хода, обусловленные влиянием случайных ошибок измерений; σ_t и σ_u — ошибки, обусловленные влиянием систематических ошибок измерений; $m_{t_{\text{исх}}}$ и $m_{u_{\text{исх}}}$ — ошибки, происходящие от ошибок исходных данных; $\lambda_0 = \lambda \cdot 10^5$; $m_{t_{\text{к.н}}}$ и $m_{u_{\text{к.н}}}$ — средние квадратические ошибки в положении конечного исходного пункта относительно начального.

Общие продольная и поперечная ошибки хода следует вычислять по формулам

$$\left. \begin{aligned} m_{t_{\Sigma}}^2 &= m_t^2 + m_{t_{\text{исх}}}^2; \\ m_{u_{\Sigma}}^2 &= m_u^2 + \sigma_u^2 + m_{u_{\text{исх}}}^2. \end{aligned} \right\} \quad (I.46)$$

Общая ошибка в положении пункта равна

$$m_{\Sigma}^2 = m_{t_{\Sigma}}^2 + m_{u_{\Sigma}}^2. \quad (I.47)$$

Для определения a , b , c , $\sin^2 \varphi$, $\cos^2 \varphi$, $\sin \varphi \cos \varphi$ и других величин, входящих в формулы, разработаны специальные таблицы, упрощающие вычисления (прилож. 2).

На основании многочисленных вычислений ходов различной формы при различных соотношениях между точностью угловых

и линейных измерений установлено, что при наличии только случайных ошибок измерений величина средней квадратической ошибки дирекционного угла в наиболее слабом месте хода после уравнивания по методу наименьших квадратов за все условия примерно равна величине средней квадратической ошибки измеренного угла, т. е.

$$m_{\alpha} = m_{\beta}. \quad (1.48)$$

При наличии систематических ошибок линейных измерений и ошибок исходных данных, по своему влиянию не превышающих влияния случайных ошибок измерений,

$$m_{\alpha} = 1,5m_{\beta}. \quad (1.49)$$

Если одиночный полигонометрический ход предполагается уравнивать отдельно (с введением поправок в приращения координат пропорционально длинам линий), то ошибки аналогичных элементов хода могут быть найдены по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} m_t^2 &= a \cos^2 \varphi + c \sin^2 \varphi; \\ m_u^2 &= a \sin^2 \varphi + b \cos^2 \varphi; \\ \sigma_t &= 0; \\ \sigma_u &= \lambda_0 h_{\text{км}}; \\ m_{t_{\text{исх}}} &= \frac{m_{t_{\text{к.н}}}}{2}; \\ m_{u_{\text{исх}}} &= \frac{m_{u_{\text{к.н}}}}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (1.50)$$

Общая ошибка в положении средней точки равна

$$m_{\Sigma}^2 = a + b \cos^2 \varphi + c \sin^2 \varphi + \lambda_0^2 h_{\text{км}}^2 + \frac{1}{4} m_{\text{к.н}}^2, \quad (1.51)$$

где

$$m_{\text{к.н}} = \sqrt{m_{t_{\text{к.н}}}^2 + m_{u_{\text{к.н}}}^2}.$$

Если при раздельном уравнивании дирекционные углы вычислялись без учета поправок к приращениям координат, то ошибку дирекционного угла k -й линии следует определять по формуле

$$m_{\alpha} = m_{\beta} \sqrt{k - \frac{k^2}{n+1}}, \quad (1.52)$$

где $(n+1)$ — число линий всего хода.

Если дирекционные углы получают вторичные поправки, вычисляемые по поправкам в приращения координат, то следует

применять формулы (I.48) и (I.49).

При установлении точности измерения углов и длин линий, а также формы хода целесообразно пользоваться следующей методикой.

По вычисленному углу $\varphi = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$ можно найти опти-

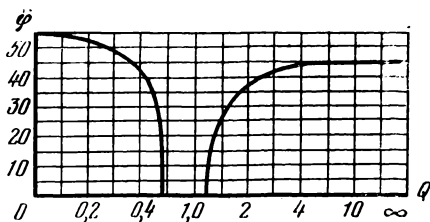


рис. 11

мальное соотношение между точностью угловых и линейных измерений. Эта зависимость представлена на рис. 11, где по вертикали отложены значения угла φ , а по горизонтали — значения коэффициента Q .

Величина коэффициента Q определяется по формуле

$$Q = \sqrt{\frac{b}{a}}, \quad (I.53)$$

где a и b вычисляются по формулам (I.44).

Отсюда

$$Q = \frac{m_\beta}{\rho} [s] \sqrt{\frac{(n+2)(n^2+2n+4)}{48n(n+1)[m_s^2]}}. \quad (I.54)$$

По величине Q и заданной величине m_β или $[m_s^2]$ можно определить недостающие данные о размерах $[m_s^2]$ или m_β и установить наиболее выгодный угол φ .

В случае производственной необходимости полигонометрический ход может иметь любую форму при условии, что точность окончательных результатов будет гарантирована путем соответствующего подбора точности угловых и линейных измерений. Вместе с тем, следует прокладывать ходы вытянутой формы либо в виде двух ветвей вытянутой формы; при этом отклонение в левой и правой ветвях от замыкающей должно быть минимальным. Излишняя изломанность ветвей, как показали исследования, нецелесообразна.

Следует стремиться к тому, чтобы величина коэффициента изломанности q не превышала 1,2—1,4. Коэффициент q определяется по формуле

$$q = \frac{[s]}{[s]_0}, \quad (I.55)$$

где $[s]$ — периметр хода; $[s]_0 = \overline{AC} + \overline{BC}$ (см. рис. 10).

Приближенный расчет точности полигонометрических сетей целесообразно производить по формулам проф. Б. А. Литвинова*.

* Литвинов Б. А. Основные вопросы построения и уравнивания полигонометрических сетей. М., Госгеолиздат, 1962.

Ошибки положения узловых точек и дирекционных углов узловых линий в полигонометрических сетях определяются по формуле

$$M = \frac{m}{\sqrt{n}}, \quad (I.56)$$

где m — средняя квадратическая ошибка передачи этой величины по отдельному ходу; n — число ходов, сходящихся в одной точке.

Для определения ошибок элементов уравненных ходов, входящих в сеть, целесообразно применять формулы

$$\left. \begin{aligned} M_{\alpha_k}^2 &= m_{\alpha_{узл}}^2 + m_{\alpha_k}^2; \\ M_{k+1}^2 &= m_{узл}^2 + m_{k+1}^2, \end{aligned} \right\} \quad (I.57)$$

где $m_{\alpha_{узл}}$ — средняя квадратическая ошибка определения дирекционного угла узлового направления, расположенного в начале хода; m_{α_k} — средняя квадратическая ошибка передачи дирекционного угла по ходу от дирекционного угла, расположенного в начале хода, до k -й линии; $m_{узл}$ — средняя квадратическая ошибка определения положения начального узлового пункта; m_{k+1} — средняя квадратическая ошибка определения $(k+1)$ -го пункта хода относительно начального узлового пункта.

Одним из простых методов оценки точности полигонометрических сетей также является способ последовательных приближений, сущность которого заключается в следующем.

В первом приближении система ходов, сходящихся к каждой узловой точке, рассматривается как самостоятельная система, опирающаяся на пункты, положение которых принимается пока безошибочным.

По каждому ходу подсчитывается ожидаемая средняя квадратическая ошибка положения узловой точки. Пусть для узловой точки I , изображенной на рис. 12, эти ошибки будут:

$$\begin{aligned} M_{z_1} &\text{ по ходу } z_1, \text{ идущему от точки } A, \\ M_{z_2} &\text{ » » } z_2, \text{ » » » } B, \\ M_{z_3} &\text{ » » } z_3, \text{ » » » } II. \end{aligned}$$

Веса определения положения точки I по ходам принимают равными:

$$p'_{z_1} = \frac{c}{M_{z_1}^2}; \quad p'_{z_2} = \frac{c}{M_{z_2}^2}; \quad p'_{z_3} = \frac{c}{M_{z_3}^2}.$$

Средняя квадратическая ошибка определения положения узловой точки I в первом приближении вычислится по формуле

$$\left. \begin{aligned} (M_I^2)_1 &= \frac{c}{P_I}, \\ P_I &= p_{z_1} + p_{z_2} + p_{z_3}. \end{aligned} \right\} \quad (I.57')$$

Аналогично подсчитывается ожидаемая средняя квадратическая ошибка определения узловой точки II:

$$\left. \begin{aligned} (M_{II}^2)_1 &= \frac{c}{P_{II}}, \\ P_{II} &= p_{z_3} + p_{z_1} + p_{z_5}. \end{aligned} \right\} \quad (I.57'')$$

Во втором приближении ошибки исходных данных в точках I и II принимаются равным величинам, подсчитанным по формулам (I.57') и (I.57''). При этом

$$p'_{z_1} = p'_{z_4} = \frac{c}{M_{z_1}^2}, \quad p''_{z_2} = p'_{z_2} = \frac{c}{M_{z_2}^2},$$

$$p''_{z_3} = \frac{c}{M_{z_3}^2 + (M_{II}^2)_1}.$$

Аналогично для точки II

$$p''_{z_3} = \frac{c}{M_{z_3}^2 + (M_{I}^2)_1},$$

$$p''_{z_1} = p'_{z_4} = \frac{c}{M_{z_1}^2},$$

$$p''_{z_5} = p'_{z_5} = \frac{c}{M_{z_5}^2}.$$

В третьем приближении в качестве ошибок исходных данных принимают ошибки узловых точек I и II, полученные во втором приближении.

Вычисления продолжают до тех пор, пока в двух соседних приближениях не будут получены практически одинаковые результаты.

§ 11. ОСОБЕННОСТИ УГЛОВЫХ И ЛИНЕЙНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ В ИНЖЕНЕРНОЙ ПОЛИГОНОМЕТРИИ

Угловые измерения в ходах полигонометрии на территориях городов осложняются комплексом внешних условий, влияющих на точность результатов. К ним относятся:

а) наличие препятствий, ограничивающих длины сторон и выбор места для установки центров и приборов над ними в благоприятных для измерений условиях;

б) боковая рефракция;

в) неустойчивость прибора и визирных марок в результате

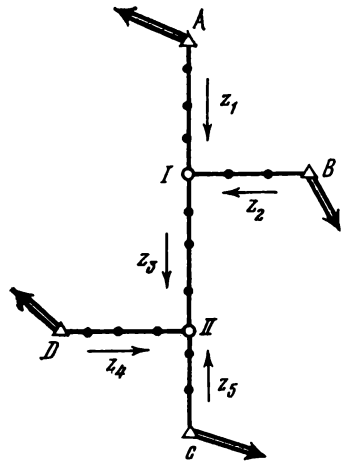


РИС. 12

сотрясений, вызванных работой механизмов в непосредственной близости от них и действием движущегося транспорта.

Наличие коротких сторон в полигонометрической сети заставляет очень точно центрировать теодолит и визирную марку. Средняя величина ошибки центрирования не должна превышать 0,5—0,7 мм. Такую точность центрирования можно обеспечить только хорошо выверенными оптическими центрами.

Для ослабления влияния боковой рефракции и других источников ошибок из-за внешних условий следует стремиться к тому, чтобы визирный луч в ходах полигонометрии проходил на расстоянии более 1 м от стены здания; располагать стороны хода на теневых сторонах улиц и производить измерения в пасмурную погоду; прекращать измерения во время работы механизмов, создающих мощные тепловые потоки, если визирный луч проходит вблизи этих потоков; тщательно закреплять прибор и визирные марки, установленные в зоне сотрясений от работы механизмов и транспорта, постоянно следить за их положением.

В ряде случаев приходится применять внецентренный способ измерения углов. Такая необходимость возникает при закрытии видимости между пунктами полигонометрии временными сооружениями.

Если между точками A и B (рис. 13) нет видимости, то выбирают вспомогательную точку Q и измеряют расстояние l , углы β , β_1 и β_2 .

Определяемый угол α можно найти по формуле

$$\alpha = 360^\circ - (\beta + \varphi_1 + \varphi_2). \quad (I.58)$$

Очевидно, что

$$\left. \begin{aligned} \sin \varphi_1 &= \frac{l}{s_1} \sin \beta_1; \\ \sin \varphi_2 &= \frac{l}{s_2} \sin \beta_2, \end{aligned} \right\} \quad (I.59)$$

где s_1 и s_2 — измеренные стороны хода.

Если расстояние l достаточно мало, можно заменить формулы (I.59) приближенными формулами:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= \rho \frac{l}{s_1} \sin \beta_1; \\ \varphi_2 &= \rho \frac{l}{s_2} \sin \beta_2, \end{aligned} \right\} \quad (I.60)$$

Для линейных измерений в инженерной полигонометрии наибольшее применение нашли светодальномеры и способы, основанные на косвенном определении расстояний.

Наибольшее распространение при инженерно-геодезических работах получили малые светодальномеры отечественного и за-

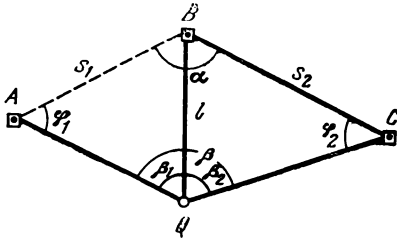


РИС. 13

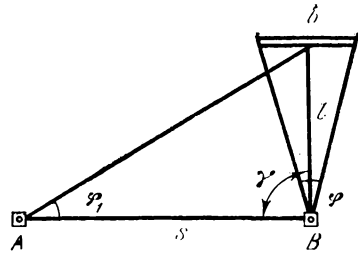


РИС. 14

рубежного производства, обеспечивающие точность измерения линий 5—10 мм. Большие возможности открываются в области исследования деформаций сооружений большой протяженности за счет внедрения в практику высокоточных дифференциальных светодальномеров, позволяющих измерять приращения расстояний с ошибкой до 1 мм.

Для измерения длин линий в полигометрических сетях находит применение короткобазисный параллактический способ. Наиболее распространенным является звено (типа II-а), изображенное на рис. 14.

Длина определяемой линии AB вычисляется по формуле

$$s = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} \frac{\sin(\varphi_1 + \gamma)}{\sin \gamma}.$$

В качестве короткого базиса применяют 2—3-метровые жезлы различной конструкции. Жезлы устанавливаются в горизонтальном положении на штативах, перпендикулярно к линии визирования. При этом

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{l}{b}\right)^2 \left(\frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{s}{l}\right)^2 \left(\frac{m_{\varphi_1}}{\rho}\right)^2. \quad (I.61)$$

Приняв $m_\varphi = m_{\varphi_1}$ и $\frac{l}{b} = \frac{s}{l} = K$, получают

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + 2K^2 \left(\frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2. \quad (I.62)$$

Без учета ошибки компарирования жезла m_b

$$\frac{m_s}{s} = \frac{K m_\varphi'' \sqrt{2}}{\rho''}. \quad (I.63)$$

При $K=10$ ($\varphi=6^\circ$) и $m_\varphi=1''$

$$\frac{m_s}{s} = \frac{10 \cdot 1 \cdot \sqrt{2}}{206\,000} = \frac{1}{14\,000}.$$

Для увеличения точности целесообразно измеряемую линию делить на две части. В этом случае рекомендуется применять

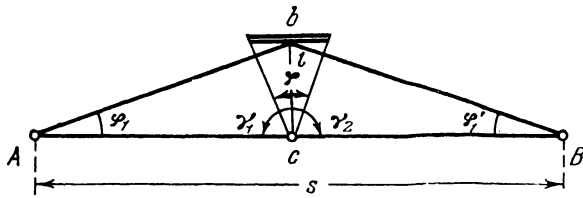


РИС. 15

звено типа III-а (рис. 15). Если углы γ_1 и γ_2 отклоняются от 90° не более чем на $1'$, то длину вычисляют по формуле

$$s = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} (\operatorname{ctg} \varphi_1 + \operatorname{ctg} \varphi_2). \quad (1.63')$$

Средняя квадратическая ошибка измерения длины линии с помощью звена III-а определяется по формуле

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{l}{b}\right)^2 \left(\frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2 + \frac{1}{8} \left(\frac{s}{l}\right)^2 \left(\frac{m_{\varphi_1}}{\rho}\right)^2, \quad (1.63'')$$

где $\frac{m_b}{b}$ — относительная средняя квадратическая ошибка измерения длины базиса; m_φ и m_{φ_1} — соответственные средние квадратические ошибки измерения углов φ и φ_1 ; b — длина базисного жезла, l — длина вспомогательного базиса. При этом желательно, чтобы

$$l = \sqrt{sb}.$$

При $\frac{l}{b} = \frac{s}{l} = K$ и $m_\varphi = m_{\varphi_1}$ без учета ошибки m_b

$$\frac{m_s}{s} = \frac{Km_\varphi}{\rho} \frac{3}{\sqrt{8}}. \quad (1.64)$$

Приняв $K = 10$, $m_\varphi = 1''$, получим

$$\frac{m_s}{s} = \frac{10 \cdot 1 \cdot 3}{206\,000 \sqrt{8}} \cong \frac{1}{20\,000}.$$

В последнее время на производстве применяется створно-короткобазисный способ измерения длин линий. При этом способе сторону полигонометрического хода разбивают на отрезки длиной 50—60 м, каждый из которых измеряют с помощью ромбического короткобазисного звена (рис. 16).

Общая длина линий s вычисляется как сумма измеренных отрезков

$$s = s_1 + s_2 + s_3.$$

При этом длина каждого отрезка вычисляется по формуле

$$s_i = \frac{b}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_i}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_{i+1}}{2} \right), \quad (I.65)$$

а ошибка стороны s

$$m_s^2 = \sum_{i=1}^{i=n} m_{s_i}^2,$$

где n — число 50—60-метровых частей, на которые делится сторона s .

При примерно равной величине частей s_i , считая ошибку компарирования за систематическую, а ошибку измерения параллактического угла за случайную, получим

$$m_s^2 = \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 s_i^2 n^2 + \frac{1}{8} \left(\frac{s_i}{b} \right)^2 \left(\frac{m_\varphi''}{\rho''} \right)^2 s_i^2 n, \quad (I.66)$$

или

$$m_s^2 = \left(\frac{m_b s}{b} \right)^2 + \frac{1}{8} \frac{s_i^4 m_\varphi^2 n}{b^2 \rho^2}. \quad (I.67)$$

Например, для $s=240$ м; $b=2$ м; $s_i=60$ м; $n=4$; $m_\varphi=1''$;
 $\frac{m_b}{b} = 1/40\,000$ находим

$$m_s = \sqrt{36 + 38} = 8,6 \text{ мм.}$$

или в относительной мере

$$\frac{m_s}{s} = \frac{8,6}{240\,000} = \frac{1}{28\,000}.$$

Как видим, створно-короткобазисный способ благодаря применению симметричного ромбического звена обеспечивает достаточно высокую точность измерений, при этом значительное влияние оказывает ошибка компарирования базисного жезла.

Базисные жезлы двух- и трехметровой длины определяются на стационарном оптико-механическом компараторе со средней квадратической ошибкой порядка 50 мкм.

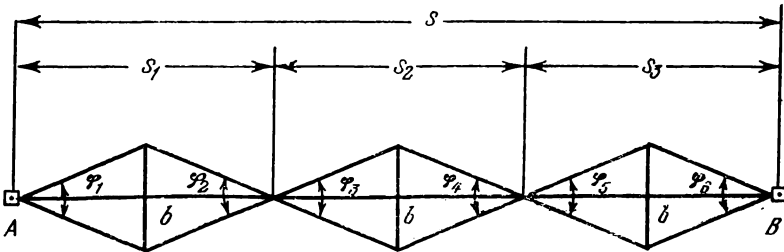


РИС. 16

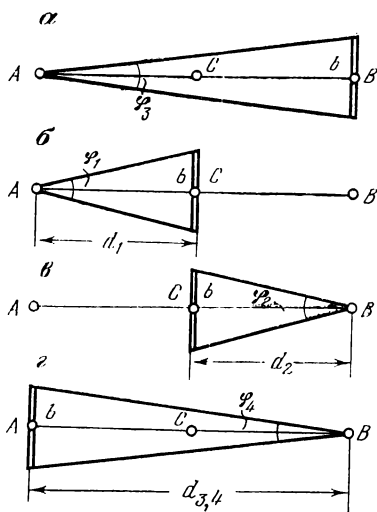


РИС. 17

Полевое компарирование на местности осуществляется по следующей методике [20]. Зафиксированная двумя штативами с целиками линия длиной 24 м многократно измеряется инварианной проволокой. В точке А устанавливается теодолит (рис. 17, а), а в точке В — компарируемый жезл. Угол φ_3 измеряют восемью полуприемами. Переставляют жезл в середину створа линии АВ (рис. 17, б) и измеряют угол φ_1 . Затем теодолит переносят в точку В и измеряют угол φ_2 (рис. 17, в). Жезл устанавливают в точке А, измеряют угол φ_4 (рис. 17, г) и вновь определяют длину АВ второй инварианной проволокой. Таких приемов делают 2—3.

На основе выполненных измерений можно определить длину жезла b и постоянную c , зависящую от несовмещения линии, соединяющей марки с вертикальной линией, проходящей через центр трегера.

Пользуясь равенствами

$$d_1 = c + \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2}; \quad d_2 = c + \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2};$$

$$d_{3,4} = c + \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_{3,4}}{2},$$

где

$$\varphi_{3,4} = \frac{\varphi_3 + \varphi_4}{2},$$

находят

$$d_1 + d_2 - d_{3,4} = 0$$

или

$$\frac{b}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} - \operatorname{ctg} \frac{\varphi_{3,4}}{2} \right) + c = 0.$$

Отсюда

$$c = \frac{b}{2} \left[\operatorname{ctg} \frac{\varphi_{3,4}}{2} - \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} \right) \right]. \quad (\text{I.68})$$

Длина жезла b составляет

$$d_1 + d_2 = \frac{b}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} \right) + 2c.$$

Отсюда

$$b = \frac{2(d_1 + d_2 - 2c)}{\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2}} \quad (I.69)$$

Установка рейки в горизонтальное положение осуществляется с помощью закрепленного на ней уровня. Для установки рейки перпендикулярно к биссектрисе параллактического угла φ используют специальный визир, укрепленный в средней части рейки.

На основе опыта применения короткобазисного способа установлено, что при тщательной установке рейки, измерении параллактического угла φ со средней квадратической ошибкой порядка 1" можно достигнуть точности определения расстояния, соответствующей требованиям полигонометрии 1 разряда.

Для увеличения точности каждую линию полигонометрии следует измерять дважды, располагая базисы на концах линии, либо измерять линию по частям.

Для измерения длин линий в полигонометрии 2 разряда могут быть применены точные оптические дальномеры типа Редта 002 или ОТД, которые в благоприятных условиях дают возможность измерить линии с относительной предельной ошибкой $1/5000$. Как известно, одним из главных источников ошибок при измерении расстояний оптическими дальномерами является изменение коэффициента дальномера под влиянием колебаний температуры воздуха.

При исследовании прибора составляют график зависимости коэффициента дальномера от изменения температуры, который используют для введения поправок в результаты измерений. При резком изменении температуры коэффициент дальномера может быть также уточнен на полевом компараторе.

§ 12. ПРИМЕНЕНИЕ ЛИНЕЙНО-УГЛОВЫХ ПОСТРОЕНИЙ

Внедрение в практику геодезических работ светодальномеров и других современных приборов, позволяющих оперативно и с высокой точностью измерять расстояние, обусловило возможности широкого применения линейно-угловых сетей. Из сравнения линейно-угловых сетей с другими геодезическими построениями установлено, что сеть, в которой сочетаются линейные и угловые измерения, является наиболее жесткой. При этом форма фигур сети может существенно отличаться от типовых. Для получения наивысшей точности следует измерить в сети все углы и стороны.

При вычислении точности линейно-угловых построений целесообразно различать два случая:

а) сеть сконструирована так, что определяемый элемент сети может быть вычислен отдельно по измеренным углам или

по измеренным длинам линий (при наличии исходных данных в виде координат, дирекционных углов, базисных сторон);

б) необходимые элементы сети могут быть определены на основе использования угловых и линейных измерений.

В первом случае точность расчета линейно-угловых сетей существенно упрощается. Проф. К. Л. Проворовым показано, что веса элементов линейно-угловой сети (азимутов сторон и диагонали цепи треугольников) $p_{л-у}$ равны сумме весов этих элементов, полученных раздельно для линейной ($p_{л}$) и угловой ($p_{у}$) сети*,

$$p_{л-у} = p_{л} + p_{у}. \quad (I.70)$$

Отсюда

$$m_{л-у}^2 = \frac{m_{л}^2 m_{у}^2}{m_{л}^2 + m_{у}^2},$$

где $m_{л-у}$, $m_{л}$ и $m_{у}$ — соответственно средние квадратические ошибки элементов, полученных из линейно-угловой, линейной и угловой сетей.

Во втором случае предвычисление точности производится по общим формулам для нахождения средней квадратической ошибки функции урavnенных величин.

Одним из примеров построения линейно-угловых сетей являются сети, построенные из четырехугольников без диагоналей И. В. Зубрицкого**.

Сущность метода заключается в том, что если в четырехугольнике $ABCD$ измерены все углы и две смежные стороны a и b (рис. 18), то остальные стороны можно вычислить по формулам, получаемым следующим образом.

Для определения сторон c и d проведем линии BE и EF параллельно сторонам AD и AB . Тогда

$$c = DE + EC.$$

В то же время

$$DE = \frac{a \sin A}{\sin D}; \quad EC = \frac{b \sin (C + D)}{\sin D}.$$

Отсюда

$$c = \frac{a \sin A + b \sin (C + D)}{\sin D}. \quad (I.71)$$

Сторона d определится по формуле

$$d = AF + FD,$$

* Проворов К. Л. Точность цепи триангуляции с измеренными углами и сторонами. Изв. вузов, Геодезия и аэрофотосъемка, 1959, вып. 3.

** Зубрицкий И. В. Опорные сети в виде четырехугольников. Труды НИИГАиК, т. 1, Новосибирск, 1947.

где

$$AF = \frac{b \sin C}{\sin D};$$

$$FD = \frac{a \sin (A + D)}{\sin D}.$$

В результате

$$d = \frac{b \sin C + a \sin (A + D)}{\sin D}. \quad (I.72)$$

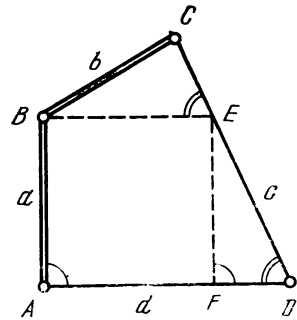


РИС. 18

В сетях, построенных из четырехугольников без диагоналей, нет необходимости измерять по две стороны в каждой фигуре. Одна или две стороны могут быть получены из решения предыдущих фигур.

Примем, что ошибки измерения углов в четырехугольнике примерно равны

$$m_A \approx m_B \approx m_C \approx m_D = m_\beta.$$

Оценку точности получаемых результатов выполним с учетом того, что в фигуре возникает одно условное уравнение

$$(v_A) + (v_B) + (v_C) + (v_D) + \omega_\beta = 0,$$

где

$$\omega_\beta = A + B + C + D - 360^\circ.$$

По уравненным углам средние квадратические ошибки сторон c и d для прямоугольного четырехугольника, наиболее часто применяемого на практике, равны

$$\left. \begin{aligned} m_c^2 &= m_a^2 + b^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}; \\ m_d^2 &= m_b^2 + a^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \end{aligned} \right\} \quad (I.73)$$

В цепи из четырехугольников (рис. 19), уравненной за условные фигуры, в которой измерены первая сторона a и боковые стороны, средняя квадратическая ошибка определения конечной стороны c_n равна

$$m_{c_n}^2 = m_a^2 + \sum_1^n s^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}, \quad (I.74)$$

где s — длина измеренной боковой стороны (b или d).

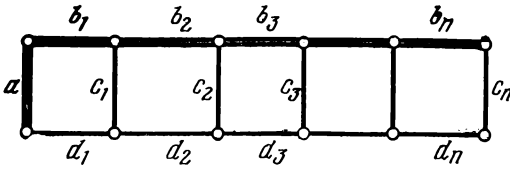


РИС. 19

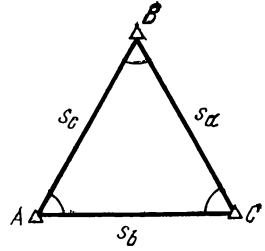


РИС. 20

Для четырехугольников, близких к квадратам,

$$\left(\frac{m_{c_n}}{c_n}\right)^2 = \left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + n \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2, \quad (I.75)$$

где n — число квадратов в ряде, или

$$m_{c_n}^2 = m_a^2 + n \left(\frac{m_\beta a}{\rho}\right)^2. \quad (I.76)$$

При уравнивании ряда между двумя исходными сторонами ошибка промежуточных сторон находится по известной формуле

$$m_c^2 = \frac{m_{n_1}^2 m_{n_2}^2}{m_{n_1}^2 + m_{n_2}^2},$$

где n_1 и n_2 — число четырехугольников от исходных сторон до оцениваемой стороны.

Для средней стороны $n_1 = n_2 = n_{1.2}$

$$m_{c \frac{n}{2}} = \frac{m_{n_{1.2}}}{\sqrt{2}}.$$

С учетом формулы (I.76), приняв $n_{1.2} = \frac{n}{2}$, получим

$$m_{c \frac{n}{2}}^2 = \frac{m_a^2}{2} + \frac{n}{4} \left(\frac{m_\beta a}{\rho''}\right)^2. \quad (I.77)$$

Геодезические четырехугольники без диагоналей нашли широкое применение при развитии геодезического обоснования в застроенных и лесных районах, где стороны сетей удобно размещать по проездам и просекам.

В высокоточных линейно-угловых построениях для повышения точности и достоверности результатов измеряют все углы и стороны сети. Рассмотрим вопрос об оценке точности уравненных углов по измеренным углам и сторонам треугольника (рис. 20). Обозначим измеренные значения углов A, B, C ,

стороны s_a, s_b, s_c и соответствующие им поправки $v_A, v_B, v_C, v_{s_a}, v_{s_b}, v_{s_c}$.

Вес измеренного угла примем равным

$$p_{\beta_i} = \frac{1}{m_{\beta}^2}, \quad (I.78)$$

а длин сторон

$$p_{s_i} = \frac{1}{m_{s_i}^2}. \quad (I.79)$$

Произведем оценку точности угла A . Для этого случая весовая функция $F=A$.

В треугольнике возникают три условия:

$$\begin{aligned} v_A + v_B + v_C + \omega_1 &= 0, \\ \sin B v_{s_a} - \sin A v_{s_b} + \frac{s_a \cos B}{\rho} v_B - \frac{s_b \cos A}{\rho} v_A + \omega_2 &= 0, \\ \sin C v_{s_b} - \sin B v_{s_c} + \frac{s_b \cos C}{\rho} v_C - \frac{s_c \cos B}{\rho} v_B + \omega_3 &= 0, \end{aligned}$$

где

$$\begin{aligned} \omega_2 &= s_a \cos B - s_b \sin A, \\ \omega_3 &= s_b \sin C - s_c \sin B. \end{aligned}$$

Значения коэффициентов весовой функции и условных уравнений представлены в табл. 2.

ТАБЛИЦА 2

| | a | b | c | π | f |
|-----------|-----|----------------------------|----------------------------|---------------|-----|
| v_A | + 1 | $\frac{-s_b \cos A}{\rho}$ | | m_{β}^2 | + 1 |
| v_B | + 1 | $\frac{+s_a \cos B}{\rho}$ | $\frac{-s_c \cos B}{\rho}$ | m_{β}^2 | |
| v_C | + 1 | | $\frac{+s_b \cos C}{\rho}$ | m_{β}^2 | |
| v_{s_a} | | + sin B | | $m_{s_a}^2$ | |
| v_{s_b} | | - sin A | + sin C | $m_{s_b}^2$ | |
| v_{s_c} | | | - sin B | $m_{s_c}^2$ | |

На основе данных, приведенных в табл. 2, найдем величину обратного веса

$$\frac{1}{p_F} = [\pi ff] - \frac{[\pi af]^2}{[\pi aa]} - \frac{[\pi bf \cdot 1]^2}{[\pi bb \cdot 1]} - \frac{[\pi cf \cdot 2]^2}{[\pi cc \cdot 2]} \quad (I.80)$$

и значение средней квадратической ошибки угла A

$$m_A^2 = \frac{1}{p_{FA}}.$$

На основе табл. 2 можно перейти к коэффициентам, входящим в формулу (I.80),

$$[\pi ff] = m_\beta^2; \quad [\pi af] = m_\beta^2; \quad [\pi bf] = -s_b \cos A \frac{m_\beta^2}{\rho};$$

$$[\pi cf] = 0;$$

$$[\pi aa] = 3m_\beta^2; \quad [\pi ab] = (s_a \cos B - s_b \cos A) \frac{m_\beta^2}{\rho};$$

$$[\pi ac] = (s_b \sin C - s_c \cos B) \frac{m_\beta^2}{\rho};$$

$$[\pi bb] = (s_b^2 \cos^2 A + s_a^2 \cos^2 B) \frac{m_\beta^2}{\rho^2} + \sin^2 B m_{s_a}^2 + \sin^2 A m_{s_b}^2;$$

$$[\pi bc] = -s_a s_b \cos^2 B \frac{m_\beta^2}{\rho^2} - \sin A \sin C m_{s_b}^2;$$

$$[\pi cc] = (s_b^2 \sin^2 C + s_c^2 \cos^2 B) \frac{m_\beta^2}{\rho^2} + \sin^2 C m_{s_b}^2 + \sin^2 C m_{s_c}^2.$$

Если принять $A = B = C$, $s_a = s_b = s_c = s$,

$$m_{s_a} = m_{s_b} = m_{s_c} = m_s,$$

то

$$m_A^2 = m_\beta^2 - \frac{m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} s^2}{3m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} s^2} m_\beta^2. \quad (I.81)$$

§ 13. ТОЧНАЯ МИКРОТРИЛАТЕРАЦИЯ

При геодезическом обеспечении строительства сооружений в ряде случаев возникают трудности с производством высокоточных угловых измерений. Они возникают из-за наличия весьма коротких сторон сети и строительных помех. Тогда появляется необходимость в создании геодезических сетей в виде

трилатерационных построений. Метод микротрилатерации нашел широкое применение при строительстве высотных зданий и прецизионных сооружений.

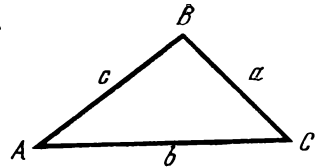


РИС. 21

В основе расчетов точности трилатерационных построений лежит связь между ошибкой m_A угла A (рис. 21) линейного треугольника и ошибками m_a , m_b и m_c его сторон a , b и c . Эта связь при $m_a = m_b = m_c = m_s$ устанавливается формулой

$$m_A = m_s \sqrt{\frac{1}{\rho_A}} = m_s \sqrt{[ff]}. \quad (1.82)$$

На основании теоремы косинусов, связывающей элементы треугольника ABC , найдем

$$a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cos A.$$

Отсюда

$$A = F = \arccos \frac{b^2 + c^2 - a^2}{2bc}.$$

На основе дифференцирования найдем коэффициенты весовой функции f_i

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{\partial A}{\partial a} = \rho'' \frac{a}{bc \cos A} = \rho'' \frac{a}{2\Delta}, \\ f_2 &= \frac{\partial A}{\partial b} = -\rho'' \frac{a \cos C}{2\Delta}, \\ f_3 &= \frac{\partial A}{\partial c} = -\rho'' \frac{a \cos B}{2\Delta}, \end{aligned} \right\} \quad (1.83)$$

где Δ — площадь треугольника.

Подставляя (1.83) в (1.82), найдем

$$m_A'' = \rho'' \frac{m_s}{a} \frac{\sin(B+C)}{\sin B \sin C} \sqrt{1 + \cos^2 B + \cos^2 C}. \quad (1.84)$$

Отсюда следует, что ошибка угла, вычисленная по равноточно измеренным сторонам треугольника, прямо пропорциональна относительной ошибке противоположной стороны и зависит от величины множителя

$$K = \frac{\sin(B+C)}{\sin B \sin C} \sqrt{1 + \cos^2 B + \cos^2 C}. \quad (1.85)$$

Если

$$\frac{m_a}{a} = \frac{m_b}{b} = \frac{m_c}{c},$$

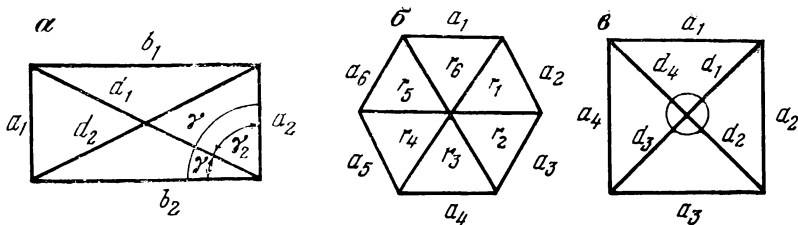


РИС. 22

то

$$m_A = \rho \frac{m_s}{a} \frac{\sqrt{2(\delta_B^2 + \delta_C^2 + \delta_B \delta_C)}}{M \cdot 10^6} \quad (I.86)$$

где δ_B и δ_C — переменные логарифмов синусов углов B и C при изменении их на $1''$.

Анализ формул (I.84) и (I.86) показывает, что в трилатерации с наибольшей точностью определяется самый острый угол.

Сети микротрилатерации обычно создают в виде фигур правильной формы: треугольников, четырехугольников, центральных систем. Это позволяет создавать сети, достаточно однородные по точности определения взаимного положения пунктов, что важно при высокоточных разбивочных работах.

На рис. 22 представлены наиболее употребительные фигуры в виде прямоугольников с диагоналями и центральных систем. Во всех этих фигурах возникает по одному условному уравнению. Так, для системы треугольников (рис. 22, а) с четырьмя измеренными сторонами a_1, a_2, b_1, b_2 и диагоналями d_1 и d_2 возникает условное уравнение вида

$$\frac{\rho}{b}(a_1) + \frac{\rho}{b}(a_2) + \frac{\rho}{a}(b_1) + \frac{\rho}{a}(b_2) - \frac{d\rho}{ab}(d_1) - \frac{d\rho}{ab}(d_2) + w = 0, \quad (I.87)$$

где

$$w = \gamma_1 + \gamma_2 - \gamma; \quad d = a \sqrt{1 + \frac{b}{2}}.$$

Аналогично условные уравнения могут быть получены и для других фигур (рис. 22, б, в).

При уравнивании трилатерации точность элементов сети в некоторой степени повышается. Так, в геодезическом четырехугольнике, составленном из фигур трилатерации, в зависимости от их формы веса вычисленных углов увеличиваются на 15—20%.

При строительстве уникальных сооружений, например ускорителей заряженных частиц, возникает необходимость создания радиально-кольцевых сетей микротрилатерации, а при

строительстве и монтаже установок кольцевой формы, размещенных в туннеле, создаются кольцевые сети трилатерации. Подробно методика построения и математической обработки таких сетей будет рассмотрена во второй части учебника.

§ 14. ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ СТРОИТЕЛЬНАЯ СЕТКА

Геодезическая строительная сетка является одним из наиболее рациональных видов обоснования разбивочных работ при строительстве комплекса промышленных и гражданских сооружений. Она представляет собой координатную систему из опорных пунктов, расположенных в вершинах квадратов и прямоугольников.

Строительная сетка предназначена для выноса в натуру основных осей сооружений. Одновременно строительная сетка служит основой для исполнительных съемок, проводимых в процессе строительства и после его завершения. Пункты строительной сетки являются и высотной основой строительной площадки.

Строительная сетка создается для облегчения геодезических работ; она помогает оперативно, с большой точностью вынести на промышленную площадку оси зданий, сооружений, инженерных сетей. Координаты этих объектов при наличии прямолинейной системы застройки и соответствующего ориентирования сторон сетки легко определяются сложением или вычитанием данных, показанных на генеральном плане.

На основе опыта работ по созданию строительных сеток, предназначенных для обеспечения промышленных и гражданских сооружений, установились следующие требования к точности строительных сеток:

а) ошибки в положении соседних пунктов строительной сетки в относительной мере не должны превышать в среднем $1 : 10\,000$, т. е. при длине сторон сетки 200 м ошибки взаимного положения не должны составлять более 2 см;

б) прямые углы сетки должны быть построены с точностью порядка $20''$;

в) ошибки в положении пунктов в самом слабом месте сетки относительно главной основы не должны превышать 0,2 мм в масштабе плана $1 : 500$, т. е. 10 см.

Технология создания строительных сеток складывается из ряда этапов.

Проектирование и вынесение в натуру исходных направлений. Основное требование, предъявляемое к ориентированию сетки,— строгая параллельность координатных осей сетки наиболее важным осям сооружений. При проектировании строительной сетки стремятся к тому, чтобы пункты сетки не попадали в зону земляных работ и не уничтожались.

Для вынесения в натуру проекта строительной сетки наме-

чают исходное направление. Наиболее часто для выноса на местность исходного направления используют пункты планового геодезического обоснования, расположенные на строительной площадке. По координатам углов строительной сетки и исходных пунктов на основе решения обратных задач вычисляют необходимые для выноса в натуру разбивочные элементы. Для исключения возможных грубых ошибок предусматриваются контрольные определения правильности выноса исходного направления.

Детальная разбивка сетки. После выноса в натуру исходных точек приступают к построению на местности сетки квадратов или прямоугольников с заданными длинами и закреплению этих точек на местности. Существует несколько способов разбивки строительных сеток. Наибольшее распространение получили два: осевой способ и способ редуцирования.

Осевой способ заключается в следующем. Основываясь на закрепленных исходных направлениях, строят на местности две строго перпендикулярные оси (рис. 23).

Вдоль полученных осевых направлений от центра откладывают отрезки, равные сторонам сетки. Рекомендуется эти измерения производить шкаловой лентой с натяжением динамометром и учитывать поправки за компарирование, наклон местности и температуру.

В конечных точках *a*, *c*, *l*, *g* строят прямые углы и продолжают разбивку по периметру. Поскольку в этом способе неизбежно накопление ошибок, то длины сторон могут несколько отличаться от проектных и не все углы будут равны строго 90°. Величины полученных ошибок могут быть уменьшены перемещением ближайших пунктов сетки.

Таким образом, на площадке получают четыре полигона с построенными сторонами сетки. Затем по периметру полигонов закладывают постоянные знаки, прокладывают по ним полигонометрические ходы I разряда, уравнивают их и получают координаты всех пунктов, расположенных на границах полигонов.

Внутренние точки получают из ходов полигонометрии 2 разряда или при помощи засечек по створам.

Осевой способ обычно применяют в том случае, когда строительная площадка сравнительно невелика, или там, где не требуется большая точность и ошибками взаимного положения пунктов 3—5 см можно пренебречь.

При проектировании и разбивке на местности больших предприятий следует применять способ редуцирования, обеспечивающий значительно более высокую точность определения элементов строительной сетки. В этом случае сначала выносят в натуру сетку с точностью обычного теодолитного хода и закрепляют ее временными знаками. Затем на площадке создают геодезическую основу и прокладывают полигонометрию, в ре-

зультате чего определяют координаты всех пунктов, закрепленных временными знаками.

Полученные координаты сравнивают с проектными и определяют величины редукции, на которые следует сместить каждый пункт предварительно разбитой сетки. После редуцирования пункты сетки закрепляют постоянными железобетонными знаками.

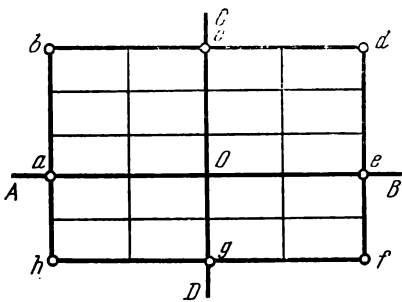


РИС. 23

Координаты временных знаков сетки в зависимости от заданной точности и характера местности могут быть определены способами микротриангуляции, микротрилатерации, полигонометрии и четырехугольников без диагоналей и другими.

Проектирование строительной сетки. Для проектирования строительной сетки надлежащей точности, выбора метода ее построения необходимо установить ряд принципиальных исходных положений.

Требования к точности строительной сетки обусловлены:

1) требованиями к точности разбивочных работ в зависимости от назначения сооружений, их размеров, связи между собой технологическими линиями и т. д.;

2) порядком использования пунктов строительной сетки для производства разбивочных работ.

Остановимся подробнее на втором пункте, поскольку связь между нормами точности разбивочных работ и строительной сетки является вполне очевидной. При проектировании строительной сетки следует учитывать характер использования пунктов строительной сетки. По этому признаку строительные сетки могут быть разделены на два типа (А и В).

Первый тип сетки строится из расчета независимого определения точек сооружения P и Q от пунктов I и II . В этом случае ошибка определения длины сооружения PQ будет складываться из следующих ошибок (рис. 24):

$$m_{PQ}^2 = m_{I-II}^2 + \frac{m_a^2}{\rho^2} a^2 + \frac{m_b^2}{\rho^2} b^2 + m_b^2 + m_c^2, \quad (I.88)$$

где m_{I-II} — ошибка взаимного положения пунктов I и II ; m_a и m_b — средние квадратические ошибки определения перпендикулярности сторон сетки; m_b и m_c — средние квадратические ошибки отложения расстояний b и c , включая ошибки неточной фиксации точек A и B на сторонах сетки.

Из формулы (I.88) очевидно, что стороны сетки должны определяться в 2—3 раза точнее, чем точность определения длины PQ .

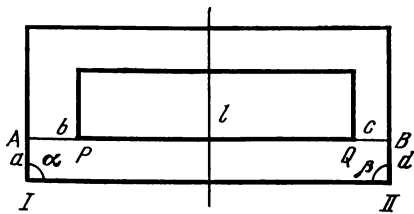


РИС. 24

Второй тип сетки характерен тем, что при использовании ее пунктов сначала выносятся точка A и направление AB , а затем откладывается с нужной точностью непосредственно расстояние PQ , причем

$$m_{PQ} = m_l. \quad (1.89)$$

В этом случае точность построения сети регламентируется не нормами точности определения длины PQ , а соображениями, связанными с точностью вынесения в натуру здания в целом, точностью исполнительных съемок крупного масштаба.

Для сеток первого типа (назовем его «тип А») целесообразно обеспечить ошибки элементов, не превосходящие величины, указанные в табл. 3.

В табл. 3 обозначено:

$\frac{m_l}{l}$ — относительная ошибка измерения длины стороны, m_β — ошибка разбивки углов сетки, m_p — ошибка положения пункта сетки относительно пунктов главной основы.

На основе этих допусков могут быть рассчитаны остальные параметры, характеризующие конструкцию сетки. Разряд сетки выбирается в зависимости от характера сооружения.

Второй тип сетки («тип В») целесообразно характеризовать критериями, указанными в табл. 4.

Сетку типа А целесообразно создавать при строительстве крупных промышленных комплексов. При этом следует учесть, что повышенная точность измерения требует дополнительных расходов. Однако от пунктов такой сетки можно оперативно производить разбивку с помощью простых приборов для линейных измерений.

Сетка типа В требует меньше затрат в момент ее создания. Такую сетку целесообразно строить при обеспечении разбивок зданий, соединенных технологической линией (рис. 25). В этом случае рекомендуется вынести от пунктов сетки главные оси

ТАБЛИЦА 3

| Обозначения допусков | Разряды сетки | |
|----------------------|---------------|------------|
| | 1 разряд | 2 разряд |
| $\frac{m_l}{l}$ | 1 : 20 000 | 1 : 10 000 |
| m_β | 10" | 20" |
| m_p | 10 см | 10 см |

ТАБЛИЦА 4

| Обозначения допусков | Разряды сетки | |
|----------------------|---------------|----------|
| | 3 разряд | 4 разряд |
| $\frac{m_l}{l}$ | 1 : 5000 | 1 : 3000 |
| m_β | 20" | 30" |
| m_p | 10 см | 10 см |

зданий. Для этого следует вынести от пунктов сетки точки A и B , после чего производить увязку осей вдоль линии AB с последующей разбивкой точек $1-8$ от точек A и B .

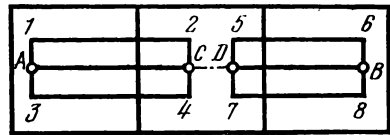


РИС. 25

Для сооружений, требующих особой точности разбивочной основы, следует выполнять индивидуальное проектирование строительных сеток.

Вторым существенным моментом, также связанным с порядком использования строительной сетки, является вопрос о допустимых отклонениях от проекта ее сторон. Поскольку пункты строительной сетки могут быть в равной степени использованы для разбивочных работ, то естественно потребовать, чтобы стороны квадратов, сходящиеся в одной вершине, имели примерно равную точность их определения. Если в процессе определения не все стороны измерялись, то такое условие может быть сформулировано в виде примерного равенства ошибок взаимного положения. На рис. 26 изображена строительная сетка, пункты которой определены путем проложения полигонометрических ходов AB , CD и т. д. Ошибка взаимного положения пунктов a и c (a и g) определится по формуле

$$m_{ac} = \sqrt{m_l^2 + \frac{m_B^2}{\rho^2}} t^2, \quad (1.90)$$

где m_l — средняя квадратическая ошибка измерения стороны ac ; m_B — средняя квадратическая ошибка определения направления ac относительно исходного.

Ошибки взаимного положения пунктов a и e будут складываться из ошибок определения пунктов a и c относительно соответственно пунктов A и C , а также ошибок взаимного положения пунктов A и C . Таким образом,

$$m_{ae} = \sqrt{m_{aA}^2 + m_{eC}^2 + m_{AC}^2}. \quad (1.91)$$

Подсчеты показывают, что в зависимости от числа пунктов в ходе AB (CD) средние квадратические ошибки m_{ae} в 2—3 раза больше ошибок m_{ac} .

В этом смысле более рациональными являются схемы построения сеток, обеспечивающие равномерное распределение ошибок во взаимном положении пунктов. К ним относятся:

- а) строительные сетки, в которых все длины линий и углы измерены методом полигонометрии;
- б) сетки, в которых по контуру измерены все стороны и все углы; внутренние построения определены способом бездиагональных четырехугольников;

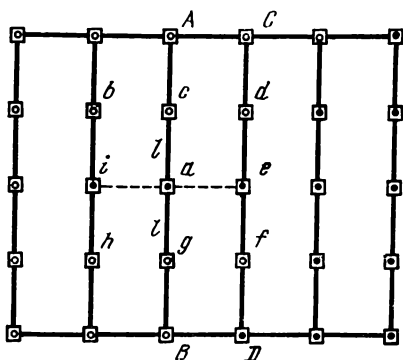


РИС. 26

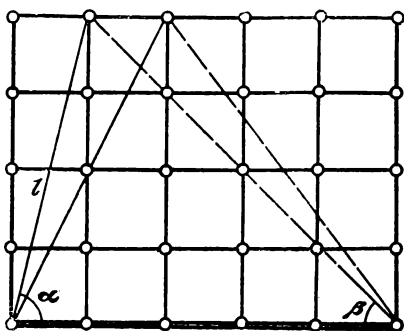


РИС. 27

в) сетки, построенные полярным способом при помощи точных светодальномеров (рис. 27); каждый пункт сетки определяется путем измерения угла α и расстояния l (для контроля измеряется угол β) *.

В зависимости от размеров строительной сетки, ее точности и условий местности она может создаваться в три-две ступени.

При построении сетки в три ступени первую из них составляет триангуляция, пункты которой целесообразно закреплять по углам строительной площадки. Вторая стадия может быть создана в виде полигонометрических ходов 1-го порядка, третья — ходов 2-го порядка. Такую основу рационально создавать только на больших площадях, исчисляемых десятками квадратных километров. Точность геодезического обоснования на каждой ступени может быть подсчитана приближенно по формуле (1.4), если заранее установить исходную точность строительной сетки и число ступеней развития геодезической основы.

На относительно небольших площадях строительную сетку целесообразно создавать в две ступени.

Независимо от способа построения пункты строительной сетки закрепляют постоянными знаками. В большинстве случаев они представляют собой железобетонные монолиты. Постоянными знаками могут служить также забетонированные рельсы и металлические трубы диаметром 10—15 см с приваренной к ним сверху маркой.

По пунктам строительной сетки прокладывают ходы нивелирования III—IV классов.

* Экомасов А. П. Об уравнивании строительных сеток, созданных полярным способом и линейными засечками.— Геодезия и картография, 1971, № 10, с. 33—41.

§ 15. ОСОБЕННОСТИ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ПУНКТОВ НА ТЕРРИТОРИЯХ ГОРОДОВ И СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

Пункты инженерно-геодезических сетей на территориях городов, промышленных, энергетических, строительных объектов закрепляются геодезическими знаками, имеющими ряд особенностей в конструкциях, местах расположения и способах их использования.

Эти особенности обуславливаются:

а) ритмом производственной и хозяйственной деятельности на промышленных и строительных площадках, в результате которой естественный рельеф местности преобразуется посредством мощных механизмов, происходит снос сооружений и возведение новых, изменяются назначение геодезической сети, требования к ее конструкции и точности;

б) использованием геодезических знаков для закрепления осей ответственных дорогостоящих сооружений, повседневным использованием знаков для разбивочных работ и контроля за соблюдением геометрических форм строящихся сооружений;

в) наличием препятствий для прохождения визирного луча в виде зданий, сооружений, вибраций сигналов из-за работы двигателей;

г) возможностями заводского изготовления сигналов и центров;

д) требованиями различных служб городского хозяйства, направленных на соблюдение архитектурных, эстетических норм, правил техники безопасности.

Над пунктами инженерно-геодезических сетей в городах, поселках и на промышленных территориях сооружаются металлические или железобетонные постоянные знаки следующих типов:

а) простые и сложные сигналы, пирамиды, разборные мачты, устанавливаемые непосредственно на поверхности Земли;

б) надстройки, возводимые на зданиях и сооружениях;

в) настенные геодезические знаки.

Металлические знаки в виде пирамид строятся высотой 6 и 9 м, простых сигналов — 5 и 12 м, сложных сигналов — 16, 20, 25 и 30 м.

Металлические знаки должны иметь четырехгранную форму; трехгранные пирамиды допускаются только для сетей 1 и 2 рядов.

Надстройки на зданиях и сооружениях по конструкции разделяются на два типа.

Надстройки 1-го типа устанавливаются на капитальной стене, возвышающейся над крышей здания, и представляют собой кирпичный или бетонный столб или металлическую форму, которые используются для установки прибора и крепления с помощью болтов металлического визирного цилиндра. Во время наблюде-

ния визирный цилиндр снимается. Высота надстройки над крышей не превышает 2 м. Центром знака служат марки, одна из которых закладывается под нижнее основание столба, а другая крепится заподлицо в верхней площадке столика для наблюдателя.

Надстройки 2-го типа представляют собой металлический сигнал, опирающийся на капитальные стены, выходящие на чердак или возвышающиеся над крышей. Столиком для прибора служит металлическая пирамида, кирпичный или бетонный столб. Центры закрепляются так же, как у надстроек 1-го типа.

Места для постройки геодезических знаков должны быть согласованы с главным архитектором города. Надстройки на зданиях должны быть архитектурно оформлены и окрашены в цвет, гармонирующий со зданием.

В связи с большой насыщенностью проездов подземными сетями, реконструкцией улиц, дорожным строительством, сложностью согласования мест закладки грунтовых знаков пункты полигонометрии, как правило, закрепляют стенными знаками различных конструкций.

Стенные знаки имеют целый ряд преимуществ по сравнению с грунтовыми: они более устойчивы, требуют меньших затрат на их изготовление, ими можно пользоваться в любое время года.

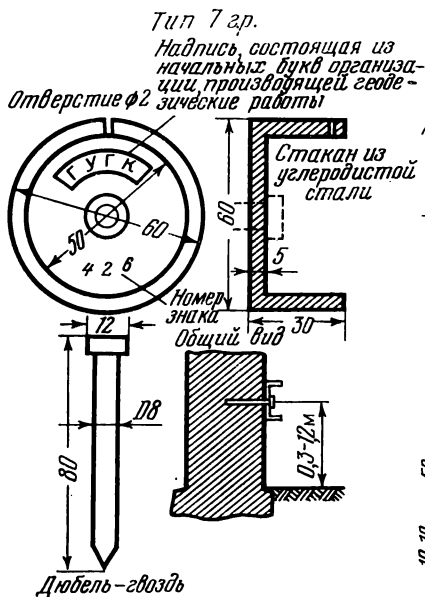


РИС. 28

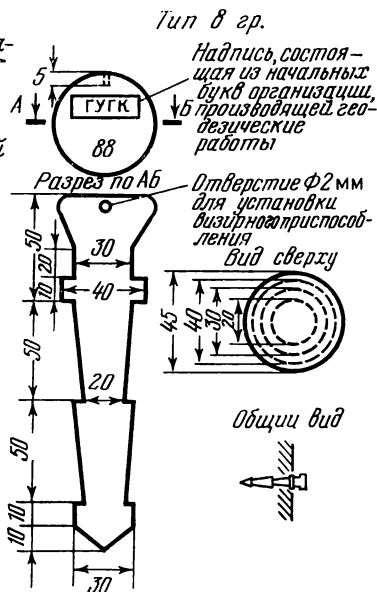


РИС. 29

Для закрепления центров полигонометрии на стенах зданий установлено в качестве обязательных два типа знаков (тип 7 г. р. и тип 8 г. р.).

Первый тип знака представляет собой стеной чугунный репер (рис. 28) с отверстием диаметром 2 мм, просверленным в верхней части сферической головки знака. Это отверстие служит центром пункта полигонометрии, оно предназначено также для установки визирного приспособления.

Второй тип центра состоит из металлического стакана (рис. 29), изготовленного из малоуглеродистой стали. Стакан крепится к стене дюбель-гвоздем при помощи выстрела из строительного монтажного пистолета на высоте 0,3—1,2 м от поверхности земли. Центром пункта служит отверстие в стакане диаметром 2 мм. Эти центры могут быть использованы для закрепления снесенных на землю с крыш зданий центров пунктов триангуляции и трилатерации, а также для закрепления линий нивелирования 3 и 4 классов.

Для упрощения процессов использования стеновых полигонометрических знаков при съемочных и разбивочных работах рекомендуется около стеновых знаков закреплять в твердом покрытии наземные рабочие центры. В местах, где закрепление пунктов полигонометрии настенными знаками невозможно, устанавливаются грунтовые знаки. Верхняя часть знака защищается от повреждений чугунным колпаком с крышкой.

При закреплении полигонометрических пунктов стенными марками или реперами возникает задача привязки полигонометрических ходов к стенным знакам. Центры знаков расположены на расстоянии 3—4 см от стены или цоколя здания, что исключает непосредственное центрирование теодолита.

Наиболее простая схема привязки состоит в следующем. Теодолит устанавливают над точкой a (рис. 30) полигонометрического хода. Эта точка выбирается вблизи знака A с соблюдением условия видимости на знак B . Если измерить расстояние s и угол φ , то из решения треугольника по известным сторонам AB и s можно вычислить любой его элемент. Передача дирекционного угла линии AB на стороны полигонометрического

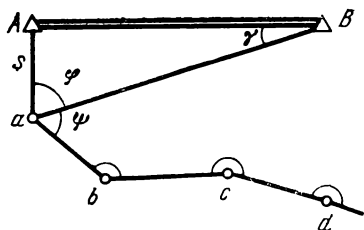


РИС. 30

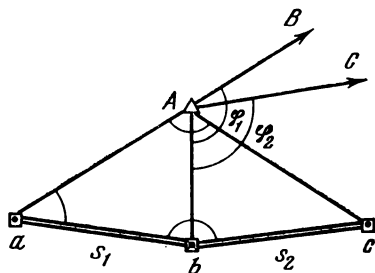


РИС. 31

хода производится через вычисленный угол γ и измеренный угол φ , передача координат — через сторону s и вычисленный угол при точке A . Такая же схема может быть применена при передаче координат на рабочие центры. При отсутствии видимости на соседний пункт (B) применяются более сложные схемы привязки, включающие несколько настенных знаков.

В случае привязки полигонометрических ходов к пунктам триангуляции, расположенным на зданиях, необходимо снести координаты центра триангуляции на стенные или грунтовые знаки. Для этого на местности строят треугольники Aab и Abc (рис. 31) с измеренными сторонами s_1 и s_2 . Из решения треугольников определяют (с контролем) сторону Ab . Дирекционный угол передают дважды от сторон сети триангуляции.

При наличии светодальномера задача может быть упрощена за счет непосредственного измерения расстояния Ab .

ГЛАВА II

ВЫСОТНЫЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

§ 16. НАЗНАЧЕНИЕ И ТРЕБОВАНИЯ К ТОЧНОСТИ ВЫСОТНОЙ ОСНОВЫ

Точность и плотность высотных сетей, создаваемых на территории городов, промышленных и энергетических комплексов, зависит от точности разбивочных и съемочных работ, а также от размеров обслуживаемой территории.

Инженерно-геодезические работы базируются на государственной нивелирной сети I—IV классов, развитой в большинстве районов страны в виде сплошного обоснования. Нивелирные сети I и II классов составляют главную высотную основу, посредством которой устанавливается единая система высот на территории страны.

Сети нивелирования I класса прокладываются на территориях крупных городов страны площадью, превышающей 500 км² (Москва, Ленинград и др.). Сети нивелирования II—IV классов создаются в зависимости от размеров территории, указанных ниже.

| Площадь городской территории, км ² | Классы нивелирования |
|--|----------------------|
| От 50 до 500 | II, III и IV |
| » 10 » 50 | III и IV |
| » 1 » 10 | IV |

Сети нивелирования, прокладываемые на территориях городов и промышленных площадок, характеризуются следующими техническими характеристиками (табл. 5).

Т А Б Л И Ц А 5

| Показатели | Классы нивелирования | | |
|---|----------------------|--------------|--------------|
| | II | III | IV |
| Максимальная длина хода, км: | | | |
| между исходными пунктами | 40 | 15 | 4 |
| между узловыми точками | 10 | 5 | 2 |
| Максимальные расстояния между постоянными знаками: | | | |
| на застроенных территориях | 2 | 0,2 | 0,2—0,5 |
| на незастроенных территориях | 5 | 0,8 | 0,5—2 |
| Допустимые невязки в полигонах и по линиям нивелирования в мм, где L в км | $5\sqrt{L}$ | $10\sqrt{L}$ | $20\sqrt{L}$ |

Нивелирные ходы II класса прокладываются так, чтобы марки и грунтовые реперы располагались равномерно на всей территории работ. Нивелирование производится способом совмещения в прямом и обратном направлениях.

При сгущении нивелирной сети II класса нивелирование III класса прокладывается в виде отдельных ходов или систем ходов и полигонов, опирающихся на марки и реперы нивелирования высших классов. Если сеть нивелирования III класса является самостоятельной опорной сетью, то она строится в виде систем замкнутых полигонов. В этом случае нивелирные ходы прокладываются в прямом и обратном направлениях. В остальных случаях ходы III класса нивелируются в одном направлении.

Нивелирование IV класса производится в одном направлении по стенным и грунтовым реперам и центрам опорных геодезических сетей.

На территориях современных городов выполняются инженерно-геодезические работы самых разных видов. Наибольшие требования к точности основных разбивочных работ по высоте возникают при строительстве метрополитенов и крупных самотечных канализационных коллекторов.

Для обеспечения подземных сбоек по высоте при строительстве метрополитена вдоль строящейся трассы обычно создаются специальные высотные сети по программе нивелирования III класса. Крупные самотечные канализационные коллекторы укладываются с уклоном 0,0005. Требуемая точность укладки коллекторов зависит от величины проектного уклона и расстояния между колодцами канализации. Как правило, эти расстояния равны 50, 75 или 100 м. Точность укладки трубопроводов зависит также от размеров сети канализации, охватывающей обычно всю территорию города. В зависимости от сочетания рассмотренных факторов высотная разбивка самотечных коллекторов обеспечивается проложением нивелирных сетей II или III классов.

Для высотного обеспечения строительства гидроузлов, магистральных каналов, системы мелиораций развиваются сети нивелирования II, III и IV классов.

Все работы на строительных площадках производятся в единой системе высот, принятой в период изысканий для проектирования сооружений. Характерной особенностью рассмотренных специальных нивелирных сетей является существенное уменьшение расстояний между реперами и длин ходов. При этом сохраняется методика государственного нивелирования II—IV классов.

§ 17. СИСТЕМА ВЫСОТ

При определении разности высот поверхности земли методом геометрического нивелирования возникает некоторая неопределенность в значении превышений вследствие того, что уровенные поверхности различных точек Земли не параллельны между собой. Это обуславливается неравномерностью распределения масс земной коры и суточным вращением Земли. В зависимости от принципа учета непараллельности уровенных поверхностей различают нормальные, динамические и ортометрические высоты. По предложению М. С. Молоденского в СССР принята система нормальных высот.

Нормальные высоты точек отсчитываются по направлениям отвесных линий от поверхности квазигеоида. Поверхность квазигеоида близка к поверхности геоида. В открытых океанах и морях поверхности геоида и квазигеоида совпадают. Поверхность квазигеоида относительно точек земной поверхности однозначно определяется по внешнему гравитационному полю Земли; относительно поверхности референц-эллипсоида поверхность квазигеоида определяется с помощью астрономо-гравиметрического нивелирования. На рис. 32 H_m^y — нормальная высота точки N , ξ — аномалия высоты в точке N (расстояние между поверхностями квазигеоида и эллипсоида в точке N).

Измеренные превышения между пунктами нивелирования I и II классов, а также нивелирования III класса в горных районах исправляют поправками за переход к системе нормальных высот, которые вычисляются на основании гравиметрических измерений.

При выполнении инженерно-геодезических работ поправка в измеренные превышения, как правило, не вводится. Это обуславливается либо применением нивелирования технической точности, либо очень малой протяженностью высокоточных нивелирных ходов. Вместе

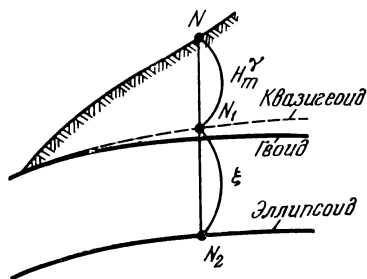


РИС. 32

ТАБЛИЦА 6

| Наименование объекта | $H_S^y - H_N^y$, мм | Средняя квадратическая ошибка нивелирного хода Δh , мм |
|-------------------------|----------------------|--|
| Рыбинское водохранилище | 8,4 | 6 |
| Озеро Севан | 88 | 4 |
| Озеро Байкал | 165 | 25 |
| Озеро Кукунор | 190 | 10 |

с тем, при производстве ряда инженерных работ введение поправок в измеренные превышения бывает необходимо, например при высотном обеспечении строительства туннелей, плотин в горных районах, строительства испытательных линий большой линейной протяженности.

При строительстве крупных гидротехнических сооружений на реках меридионального направления следует учитывать, что контур водохранилища или озера будет иметь различные нормальные высоты, разности которых могут достигать существенных размеров.

По результатам нивелирования I класса установлено, что нормальные высоты северных (H_N^y) и южных (H_S^y) точек некоторых водоемов страны отличаются на величины, приведенные в табл. 6*.

Уровень водоемов будет иметь одинаковые отметки в системе динамических высот, вычисляемых по формуле

$$H_M^{днн} = \frac{W_O - W_H}{\gamma_{45}}, \quad (II.1)$$

где W_O и W_H — значения потенциалов силы тяжести для уровней поверхностей, проходящих через точки O и H ; γ_{45} — значения нормальных ускорений силы тяжести для средней широты Земли ($\varphi = 45^\circ$).

Динамическую систему высот целесообразно применять для инженерно-технических расчетов, связанных с учетом работы, совершаемой в гравитационном поле Земли, в метеорологии. Для вычисления результатов нивелирования при создании государственных геодезических сетей динамические высоты не применяются.

§ 18. ВЫЧИСЛЕНИЕ ТОЧНОСТИ ПРОЕКТОВ ВЫСОТНЫХ СЕТЕЙ

При проектировании трассы нивелирования лучше всего размещать по шоссейным, грунтовым проселочным дорогам, избегая участков местности с большими уклонами, болотами, торфяниками.

* Еремеев В. Ф., Звонов В. И. О системе высот нивелирной сети СССР.— Труды ЦНИИГАиК, вып. 96. М., 1958, с. 3—26.

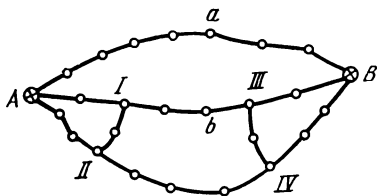


РИС. 33

На территории городов нивелирные трассы следует намечать вдоль улиц с небольшим движением транспорта и пешеходов.

На территориях гидроузлов сеть знаков высотного обоснования располагается с таким расчетом, чтобы высотные отметки на ответственные бетонные сооружения были переданы от двух реперов

и по возможности не более чем с трех постановок нивелира. В составе сети нивелирования II класса должно быть не менее двух кустов реперов повышенной устойчивости (по три репера в каждом кусте), установленных в местах, не подверженных оседанию и выпучиванию. Эти реперы используются для контроля рабочих реперов II класса, используемых для наблюдений за осадками сооружений.

Пусть на плане запроектирована нивелирная сеть (рис. 33) с исходными пунктами *A* и *B* и узловыми — *I*, *II*, *III*, *IV*. Если эта сеть будет использована для обоснования топографических съемок, то следует оценить величину ошибки определения высоты репера в наиболее слабом месте сети (например, *a*), а также найти ошибку взаимного положения по высоте реперов *a* и *b*.

Ошибка в превышении между реперами *a* и *b* необходима для расчета точности последующих классов нивелирования.

Если же рассматриваемая сеть расположена на территории промышленной площадки, то возможно, что вдоль линии *II—IV* прокладывается трасса самотечной канализации. В этом случае основным критерием точности будет ошибка в определении превышений между смежными реперами по линии *II—IV*. Возможно, что репер *a* будет использован для наблюдения за осадкой зданий. Тогда самое важное — обеспечить стабильность положения этого репера.

С целью упрощения вычислений в сети могут быть опущены нивелирные ходы между узловыми точками, в наименьшей мере обуславливающие точность уравненных элементов.

В первую очередь, пользуясь схемой и техническими характеристиками проектируемой нивелирной сети, следует подсчитать квадраты средних квадратических ошибок и веса подлежащих измерениям превышений между узловыми реперами, а также узловыми и оцениваемыми реперами. Для этих целей можно воспользоваться формулой.

$$m^2 = m_{\text{нкм}}^2 L_{\text{нкм}}, \quad (\text{II.2})$$

где $m_{\text{нкм}}$ — средняя квадратическая ошибка нивелирования на 1 км хода; $L_{\text{нкм}}$ — длина линии нивелирования в километрах.

Веса измеренных превышений определяются по формуле

$$p_i = \frac{c}{m_i^2}, \quad (II.3)$$

где c — целесообразно подобранное число, позволяющее выразить веса в удобных единицах.

Обозначим ошибки измеренных превышений и соответствующие им веса через m_{Aa} , m_{Ab} , p_{Aa} , p_{Ab} и т. д., при этом индексы Aa , Ab и другие обозначают сочетания номеров реперов. Аналогичные ошибки и веса, полученные в процессе использования принципа общей арифметической середины, будем сопровождать индексами $A_{a(0)}$, $A_{b(0)}$ и т. д.

Рассмотрим задачу предвычисления точности определения превышения между точками a и b . Ходы AaB и AbB не имеют общих связей. Поэтому можно считать, что

$$m_{ab(0)}^2 = m_{Aa(0)}^2 + m_{Ab(0)}^2. \quad (II.4)$$

Отметка репера a может быть получена как среднее весовое. Поэтому средняя квадратическая ошибка превышения h_{Aa} вычислится по формулам

$$\left. \begin{aligned} P_{Aa(0)} &= p_{Aa} + p_{Ba}, \\ m_{Aa(0)}^2 &= \frac{c}{P_{Aa(0)}}. \end{aligned} \right\} \quad (II.5)$$

При вычислении ошибки $m_{Ab(0)}$ целесообразно упростить сеть за счет исключения из нее наиболее удаленной линии $II-IV$. После этого можно воспользоваться формулами, аналогичными (II.4) и (II.5).

Отсюда

$$\left. \begin{aligned} P_{Ab(0)} &= p_{Ab} + p_{Bb}, \\ m_{Ab(0)}^2 &= \frac{c}{P_{Ab(0)}}. \end{aligned} \right\} \quad (II.6)$$

В свою очередь,

$$\left. \begin{aligned} m_{Ab}^2 &= m_{A I(0)}^2 + m_{I b}^2, \\ m_{Bb}^2 &= m_{B III(0)}^2 + m_{III b}^2. \end{aligned} \right\} \quad (II.7)$$

Значения ошибок $m_{A I(0)}$ и $m_{B III(0)}$ определяются как средние весовые значения в полигонах $A-I-II$ и $B-III-IV$

$$m_{A I(0)}^2 = \frac{K}{P_{A I(0)}}; \quad m_{B III(0)}^2 = \frac{K}{P_{B III(0)}},$$

где

$$\begin{aligned} P_{A I(0)} &= p_{A I} + p_{I(0)}, \\ P_{B III(0)} &= p_{B III} + p_{3(0)}, \end{aligned}$$

а

$$P_{1(0)} = \frac{c}{m_1^2(0)}; \quad P_{3(0)} = \frac{c}{m_3^2(0)}.$$

Значения $m_1^2(0)$ и $m_3^2(0)$ следует найти по формулам

$$\left. \begin{aligned} m_1^2(0) &= m_{A I}^2 + m_{II-I}^2, \\ m_3^2(0) &= m_{B III}^2 + m_{III-IV}^2. \end{aligned} \right\} \quad (II.8)$$

Подставляя последовательно найденные величины, получим искомую ошибку $m_{ab(0)}$.

При предвычислении величины ошибки превышения h_{II-IV} , опустим линии $A-I$ и $B-III$, в наименьшей степени влияющие на результаты уравнивания.

Обозначим $m_{II-IV(0)} = m_0$; $p_{II-IV(0)} = p_0$, тогда

$$m_0^2 = \frac{c}{p_0}; \quad P_0 = p'_{yp} + p''_{yp}, \quad (II.9)$$

где

$$p'_{yp} = \frac{c}{m_{yp}^{\prime 2}}; \quad p''_{yp} = \frac{c}{m_{yp}^{\prime\prime 2}}. \quad (II.10)$$

Величина ошибки уравненного превышения m'_{yp} определяется из хода $A-II-IV-B$, а m''_{yp} — из замкнутого хода $II-I-III-IV$.

Для определения ошибок превышения h_{II-IV} , воспользуемся известной приближенной формулой, устанавливающей связь между уравненными и измеренными величинами,

$$m_{yp} = m \sqrt{\frac{n-r}{n}}, \quad (II.11)$$

где n — число измеренных величин; r — число условных уравнений.

В рассматриваемом случае примем длины ходов между узловыми точками равными между собой, а число ходов, входящих в полигоны, равным n . При этом в обоих полигонах возникает по одному условному уравнению.

При этих предпосылках

$$\left. \begin{aligned} m_{yp}^{\prime 2} &= m_{II-IV}^2 \frac{2}{3}, \\ m_{yp}^{\prime\prime 2} &= m_{II-IV}^2 \frac{3}{4}. \end{aligned} \right\} \quad (II.12)$$

Вычисление по приведенным выше приближенным формулам приводит к завышению размеров ошибок превышений на 10—15 %.

Пункты высотного обоснования закрепляются нивелирными знаками (реперами), которые должны отвечать следующим основным требованиям:

а) обеспечивать стабильность положения верхней рабочей части знака в течение установленного времени;

б) иметь конструкцию, обеспечивающую длительную сохранность знака в месте его закладки;

в) конструкция знака должна быть по возможности простой, позволяющей изготавливать его в заводских условиях и механизировать работы по закладке центра.

На территории городов нивелирные знаки должны закладываться в стены капитальных зданий и сооружений, построенных не менее чем за два года до закладки знака. Марки закладываются на высоте 1,5—1,7 м, а реперы — на высоте 0,3—0,6 м над поверхностью земли.

Не рекомендуется стенные нивелирные знаки закладывать в стены зданий и сооружений, расположенных вблизи железнодорожных путей. В стены одного здания не рекомендуется также закладывать более одного знака.

Грунтовые реперы закладываются только при отсутствии капитальных зданий и сооружений. Места закладки грунтовых реперов следует выбирать по возможности на выходах коренных пород, на участках с глубиной залегания грунтовых вод не менее 4 м и благоприятными условиями для стока поверхностных вод.

В практике строительства весьма эффективными оказались геодезические знаки в виде свай. Свайные реперы обеспечивают надежную сохранность высотного положения центра знака. Они просты и экономичны в изготовлении.

При закреплении пунктов высотной основы на гидроузлах ставится условие, чтобы нивелирные знаки были устойчивы и удобны для постоянного пользования в период строительных работ. Для геодезических знаков высотной основы целесообразно использовать наряду с типовыми конструкциями некоторые типы готовых железобетонных изделий (свай, пилоны, а также анкерные болты, выходы арматуры и т. д.).

В местах наблюдения за осадками крупных инженерных сооружений закладываются фундаментальные реперы.

При строительстве и эксплуатации современных зданий и сооружений закладываются центры по специально разрабатываемым проектам.

Ряд конструкций знаков высотной геодезической основы на строительных и промышленных площадках будет рассмотрен в последующих главах.

§ 19. ОСОБЕННОСТИ НИВЕЛИРОВАНИЯ ПРИ СОЗДАНИИ ВЫСОТНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

При построении инженерно-геодезических сетей на территориях городов, гидроузлов, крупных промышленных комплексов нивелирование соответствующих классов выполняется согласно рекомендациям и требованиям инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов. Вместе с тем следует обращать особое внимание на устойчивость прибора и реек и исключение в ряде случаев неблагоприятного влияния внешних условий.

При нивелировании II и III классов на застроенных территориях ножки штатива следует устанавливать на асфальте в сделанные специальным пробойником углубления, на мостовых — между камнями мостовой. Ножки штатива необходимо защищать от прямого попадания солнечных лучей. Для установки штатива на бетонных мостовых целесообразно применять чугунные плиты специальной конструкции.

Реечники должны оберегать поставленные башмаки и когти от наезда транспортных средств и других воздействий.

Для ослабления вредного влияния вертикальной рефракции, обусловленной тепловыми излучениями от нагретых солнцем мостовых, асфальтовых покрытий, каменных зданий, следует сокращать рабочее время на нивелирование и переносить его на пасмурные дни или ночное время.

При строительстве и эксплуатации инженерных сооружений возникает необходимость в создании специальных высотных сетей и производстве точного инженерно-технического нивелирования.

Основными методами точного инженерно-технического нивелирования являются:

а) метод геометрического нивелирования при коротких визирных лучах, разработанный в МИИГАиК и примененный при изучении осадок фундаментов и строительных конструкций многих видов сооружений;

б) метод гидростатического нивелирования;

в) метод, основанный на применении микронивелиров.

Два последних метода будут достаточно полно освещены в главе VII. Рассмотрим методику геометрического нивелирования короткими лучами.

Методом геометрического нивелирования можно определять разность высот двух точек, расположенных на расстоянии 10—15 м, со средней квадратической ошибкой $0,03 \div 0,05$ мм [5, 26].

Разность высот точек, расположенных на расстоянии нескольких сотен метров одна от другой, определяется со средней квадратической ошибкой $0,1 \div 0,2$ мм.

Такая высокая точность достигнута в результате принятия ряда мер по ослаблению отдельных источников ошибок:

1) тщательный отбор приборов для нивелирования. Наиболь-

шую точность обеспечивают уровенные нивелиры с плоскопараллельной пластинкой типа Н 1 и компенсационные Ni 007 и Ni 002;

2) тщательное определение цены деления головки микрометра на различных его участках с помощью измерительных микроскопов;

3) изготовление специальной прецизионной нивелирной подставки, позволяющей плавно менять высоту прибора и нивелировать при двух горизонтах инструмента;

4) использование специальных визирных целей, в наибольшей степени способствующих повышению точности отсчитывания;

5) защита нивелиров от теплового воздействия в условиях открытого воздуха специальным теплозащитным кожухом. Это позволяет более чем в два раза стабилизировать значение угла i .

При выполнении инженерно-геодезических работ в сложных условиях геометрическое нивелирование может быть заменено тригонометрическим с короткими, до 100 м, лучами визирования.

Тригонометрическое нивелирование подразделяют на следующие виды:

а) одностороннее нивелирование, когда измеряют один угол наклона (или зенитное расстояние);

б) двустороннее, когда одновременно измеряют эти же элементы в конечных точках линий;

в) нивелирование из середины, когда теодолит устанавливают в середине между точками.

В зависимости от типа теодолита и расположения подписей на вертикальном круге измеряют угол наклона ν или зенитное расстояние z . Формулы для вычисления ν и z также зависят от системы подписей на вертикальном круге.

Теоретические расчеты и экспериментальные работы показали, что с помощью тригонометрического нивелирования при соответствующей методике выполнения работ можно получить результаты, по точности близкие к нивелированию III класса.

Наилучшим временем для выполнения тригонометрического нивелирования являются периоды четких изображений визирных целей.

Зимний период ввиду сильного влияния рефракции непригоден для производства тригонометрического нивелирования.

Тригонометрическое нивелирование коротким лучом целесообразно применять в горной местности для обоснования топографических съемок, а также наблюдений за осадками сооружений.

Нивелирные сети на промышленных площадках часто уравнивают как свободные с включением одного репера старшего класса в сеть более низшего класса.

При оценке точности уравненных нивелирных сетей среднюю квадратическую ошибку узловой точки целесообразно вычислять по формуле

$$m_n = \mu \sqrt{\frac{c}{P_n}}, \quad (\text{II.13})$$

где μ — средняя квадратическая ошибка единицы веса; P_n — вес узловой точки, равный сумме весов сходящихся в нее линий; c — коэффициент, используемый при вычислении весов линий.

Вес P_n уравниваемого значения превышения между исходным пунктом и пунктом k вычисляют по формуле

$$P_n = \frac{n}{k(n-k)}$$

или

$$P_n = \frac{L}{L_k(L - L_k)}, \quad (\text{II.14})$$

где n — число станций во всей линии; L — длина линии; k — число станций от исходного пункта до пункта k ; L_k — длина хода от исходного пункта до пункта k .

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

ГЛАВА III

КРУПНОМАСШТАБНЫЕ ИНЖЕНЕРНО-ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

§ 20. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КРУПНОМАСШТАБНЫХ ПЛАНОВ

Виды и особенности планов. Крупномасштабными называют топографические планы, составляемые в масштабе 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. В зависимости от назначения различают основные крупномасштабные планы (съемки), создаваемые предприятиями Главного управления геодезии и картографии (ГУГК) для решения общетопографических задач, и специализированные: землеустроительные, лесоустроительные, русловые, маркшейдерские, поисково-разведочные, кадастровые, инженерно-топографические, снимаемые для решения конкретных задач той или иной отрасли народного хозяйства.

Основные крупномасштабные планы составляются в полном соответствии с Основными положениями ГУГК и Инструкцией по топографической съемке в этих масштабах с изображением всех объектов, контуров и элементов рельефа согласно действующим Условным знакам.

Специализированные планы снимаются с учетом технических требований ведомственных инструкций и наставлений по топографо-геодезическим работам, строительных норм и правил (СНиП) и других нормативных документов. Для технологической характеристики отдельных видов коммуникаций и сооружений, а также для детального изображения различных угудий и выработок на этих планах применяются свои дополнительные условные знаки.

Большую группу специализированных крупномасштабных съемок составляют инженерно-топографические съемки, выполняемые для целей проектирования, строительства и технической эксплуатации инженерных сооружений, в процессе которых создается топографическая основа проектирования в виде планов и профилей, а также определяются координаты, высоты, уклоны и другие данные, необходимые для аналитических расчетов.

В зависимости от назначения различают изыскательские планы, снимаемые при изысканиях для выбора опти-

мального варианта трассы или строительной площадки и для детального проектирования сооружений; исполнительные планы, составляемые в процессе строительства для контроля соответствия построенного сооружения проекту; инвентаризационные планы, создаваемые при эксплуатации зданий, сооружений и подземных коммуникаций для их учета и технического обслуживания.

В заграничной практике большие объемы крупномасштабных съемок производят для составления так называемых кадастровых планов частных и государственных владений, на которых детально изображают все постройки и сооружения, земельные, лесные и водные угодья и дают их подробную характеристику с оценкой стоимости и качества.

Каждый вид специализированных планов имеет свои особенности. Так, например, широко применяемые изыскательские съемки используются только в период проектирования и строительства сооружений. При завершении строительства элементы прежней ситуации требуют обновления и дополнения. Вследствие вертикальной планировки площадки значительно преобразуется и рельеф местности. Таким образом, старые планы теряют свою практическую ценность и возникает необходимость производства новых съемок.

Исходя из этого, требования к изыскательским планам предъявляют главным образом с учетом особенностей проектирования данного вида сооружений. Например, при гидротехнических и мелиоративных изысканиях повышаются требования к точности высотного обоснования съемок и к детальности изображения рельефа местности и дна водоемов, а также существующих плотин, каналов мостов и других искусственных сооружений. Для дорожно-транспортного строительства требуется в первую очередь правильное определение отметок и уклонов местности и подробное изображение элементов ситуации, влияющих на выбор направления трассы. При съемке застроенных территорий необходима высокая точность определения капитальных («опорных») зданий и аналитическая характеристика тех элементов, которые представляют особый интерес для проектирования (размеры и координаты зданий и сооружений, отметки и диаметры трубопроводов, отметки дорог и водоотводных канав и др.).

Следует иметь в виду, что повышенная точность изображения отдельных элементов на изыскательских планах относится к площадкам основных сооружений. На территориях подходов и площадках подсобных и временных сооружений эти требования могут быть в значительной мере снижены. Кроме того, требования к точности относятся главным образом к взаимному расположению смежных сооружений и предметов, а общая точность плана по отношению к исходной геодезической основе может быть и меньшей. Поэтому в ряде случаев изыскательские планы круп-

ного масштаба (например, 1 : 1000) разрешают снимать на геодезическом обосновании, рассчитанном на удовлетворение допусков плана на ступень меньше стандартного масштаба (1 : 2000).

Крупномасштабные съемки в зависимости от площади изысканий и условий местности производятся стереотопографическим или комбинированным методами, а также такими наземными топографическими методами, как тахеометрический, мензульный, а на застроенных территориях — теодолитный и нивелирование поверхности.

В последние годы для проектирования сооружений с использованием электронных вычислительных машин местность представляют массивом аналитических координат и отметок характерных точек ситуации и рельефа в виде так называемых цифровых моделей местности, создаваемых на основе стереофотограмметрических, картографических или полевых топографических измерений.

Независимо от метода съемки на крупномасштабных планах подробно изображают горизонталями рельеф местности с отметками всех характерных точек, здания и постройки, промышленные и гидротехнические сооружения, железные и автомобильные дороги и искусственные сооружения на них, линии электропередач и связи, трубопроводы, каналы, реки и водоемы с отметками урезов воды, угодия и др. Большое внимание уделяют изображению на планах мест с неблагоприятными геологическими условиями (карсты, оползни, заболоченные участки), а также элементов специальной нагрузки (инженерно-геологических выработок, гидрометрических створов, границ паводковых вод и др.).

Точность, детальность и полнота планов. Топографический план характеризуется точностью его построения, детальностью и полнотой изображения ситуации и рельефа.

Под точностью плана понимают суммарную среднюю квадратическую ошибку в плановом и высотном положении изображаемых точек ситуации и рельефа. Средняя квадратическая ошибка планового положения точек определяется по известной формуле

$$m_{\tau} = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}, \quad (\text{III.1})$$

где m_x и m_y — средние квадратические ошибки измерения на плане абсцисс и ординат точек, которые согласно исследованиям мало коррелированы между собой. Приняв $m_x \approx m_y = m_k$, получим

$$m_{\tau} = m_k \sqrt{2}. \quad (\text{III.2})$$

В общем случае ошибки координат точек включают ошибки развития планового обоснования, ошибки съёмочных измерений и графических или фотограмметрических построений, ошибки вследствие деформации планшетов или фотопланов. Часто ошиб-

ками геодезического обоснования, которые составляют на плане 0,1 мм и меньше, пренебрегают и ошибки положения точек плана рассматривают относительно ближайших пунктов геодезического обоснования.

По опытным данным для планов территорий с капитальной застройкой ошибка $m_k = 0,18$ мм и планов малозастроенной местности $m_k = 0,30$ мм. В соответствии с формулой (III.2) точность плана составляет

$$m_r = (0,2 \div 0,3) \sqrt{2} = 0,3 \div 0,4 \text{ мм.}$$

Точность планов, полученных разными топографическими и фотограмметрическими методами, несколько различная. Однако так как во всех методах составления топографических планов стремятся, чтобы ошибки отдельных процессов не превышали графической точности (0,1 мм), суммарные ошибки в положении четких контуров на планах, полученных разными методами, близки между собой и по данным опытных исследований составляют в среднем порядка 0,3—0,4 мм, что соответствует ранее приведенной величине.

Несколько меньшей точностью обладают копии планов, составляемые с оригиналов в качестве топографической основы для проектирования. Под влиянием дополнительных ошибок, вызванных копированием и деформацией бумаги, суммарные ошибки в положении контуров на такой основе увеличиваются примерно в $\sqrt{2}$ и составляют при фотомеханических или механических способах копирования около 0,5 мм.

Согласно требованиям Инструкции ГУГК [16] средние ошибки в положении на планах изображений предметов и контуров местности с четкими очертаниями относительно ближайших точек съемочного обоснования не должны превышать 0,5 мм, а в горных и залесенных районах 0,7 мм.

Для проектирования весьма важное значение имеет точность взаимного расположения на плане элементов ситуации. На территории с капитальной и многоэтажной застройкой средняя ошибка во взаимном положении близлежащих капитальных зданий и сооружений не должна превышать 0,2 мм, т. е. точность таких планов должна быть значительно выше планов незастроенных территорий.

Точность плана будет выражаться в натуре тем меньшей величиной, чем крупнее масштаб плана. Например, точность плана масштаба 1 : 1000 в 0,3 мм будет соответствовать на местности 0,3 м, а плана масштаба 1 : 500—0,15 м. Отсюда, задавшись допустимой величиной ошибки в размерах снимаемых сооружений и предметов, можно определить необходимый масштаб плана и его точность.

Детальность плана характеризуется степенью подобия изображенных на нем фигур контурам и элементам рельефа

местности, т. е. степенью обобщения (генерализации) изображения. Чем крупнее масштаб плана, тем выше детальность изображения и меньше обобщений. При крупномасштабных съемках требуется, чтобы ошибки за счет обобщения четких контуров не превышали на плане 0,5 мм, а архитектурных деталей — 0,3 мм. В этих пределах допускают спрямление искривленных контуров и границ и выступов зданий.

Под полнотой плана понимают степень его насыщенности объектами ситуации и элементами рельефа, изображение которых необходимо для проектирования и возможно при принятом масштабе плана и сечении рельефа. Полнота плана выражается минимальными размерами объектов местности и расстояний между ними, которые необходимо изобразить на плане. В застроенной части территории требование полноты плана является определяющим при выборе масштаба съемки. Так, при густой сети коммуникаций и других сооружений, расположенных в разных уровнях и с очень небольшим горизонтальным продолжением l_m («в свету» до 500 мм), чтобы иметь возможность раздельно изобразить эти сети и сооружения с расстоянием $l_{пл}$ между ними хотя бы в 1 мм, масштаб плана должен быть

$$\frac{1}{M} = \frac{1}{\left(\frac{l_m}{l_{пл}}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{500}{1}\right)} = \frac{1}{500}.$$

По исследованиям проф. Ю. К. Неумывакина [28], полнота и детальность изображения объектов местности на плане могут быть представлены так называемыми информационными характеристиками — средним количеством единиц информации на 1 га площади, которые тесно связаны с масштабом съемки, отбором и картографической генерализацией объектов. По опытным данным, для крупных городов с плотностью застройки 35 % максимальное значение информационных характеристик равно 480 двоичных единиц на 1 га, средних городов с плотностью застройки 20 % — 410 и малых городов и сельских населенных мест с плотностью застройки до 12 % — 350 единиц. Для детального проектирования застроенных территорий необходимое количество информации составляет 300—400 двоичных единиц на 1 га.

Для характеристики полноты информации R_M о местности масштабными и внесмачтабными условными знаками в зависимости от масштаба плана $1 : M$ рекомендуется формула (в двоичных единицах на 1 га)

$$R_M = \frac{500}{1 + 6 M \cdot 10^{-3} \exp\left(-\frac{2500}{M}\right)}. \quad (\text{III.3})$$

Ниже приведен подсчет величины R_m для разных масштабов плана:

| | | | | |
|-------|---------|----------|----------|----------|
| 1 : M | 1 : 500 | 1 : 1000 | 1 : 2000 | 1 : 5000 |
| R_m | 496 | 321 | 112 | 26 |

Отсюда видно, что на застроенных территориях детальное проектирование можно выполнять только на топографической основе масштаба 1 : 500 или 1 : 1000 в зависимости от сложности ситуации.

Наиболее полную и детальную информацию о местности обеспечивают фотопланы и ортофотопланы с досъемкой на них подземных коммуникаций и рельефа.

Масштабы планов. Масштаб инженерно-топографической съемки определяется рядом факторов: проектными задачами, решаемыми на плане; стадией проектирования, сложностью ситуации и рельефа местности; густотой подземных и надземных коммуникаций; условиями использования существующей застройки в проекте и др. При этом учитываются требования к точности плана, детальность и полнота информации о местности, метод и точность проектирования и перенесения проекта в натуру, наглядность и удобочитаемость проектных решений.

Как известно, проектирование производится по стадиям путем последовательного уточнения и детализации принятых в проекте решений. В соответствии с этим от стадии к стадии повышаются требования к топографической основе, укрупняется масштаб съемки.

На всех стадиях проектирования топографический план служит основой для составления генерального плана строительства, компоновки его основных элементов, разработки технологических схем сооружений и схем размещения подземных коммуникаций и транспортных связей. Чем сложнее сооружение, тем требуется более крупный масштаб съемки для составления генерального плана.

При проектировании объектов плана на незастроенной территории или на площадке с малоценной застройкой, подлежащей сносу, не требуется точной увязки элементов генплана с ситуацией местности. Поэтому требования к точности топографического плана, его детальности и полноте могут быть понижены и масштаб съемки может быть несколько мельче. Технический проект на таких площадках может разрабатываться на планах масштаба 1 : 2000 ÷ 1 : 5000, а рабочие чертежи — 1 : 1000. Если для наглядности проектов необходим более крупный масштаб изображения, то он может быть получен путем простого увеличения плана.

При проектировании сооружений с учетом существующей капитальной застройки, сети дорог, воздушных линий, подземных коммуникаций требования к топографической основе повышаются. Здесь для составления технического проекта исполь-

зуют планы масштаба 1 : 1000 ÷ 1 : 2000, а для рабочих чертежей — наиболее крупный масштаб съемки — 1 : 500.

Проф. Ю. К. Неумывакиным [30] выведена зависимость между допустимой при проектировании средней квадратической ошибкой m_s определения расстояний между близлежащими точками капитальных зданий и сооружений (в метрах на местности) и масштабом съемки 1 : M :

$$m_s = 0,18 \cdot 10^{-3} M \sqrt[3]{\frac{2000}{M}} \sqrt{2(1-r)}, \quad (\text{III.4})$$

где r — коэффициент корреляции между ошибками в определении координат близко расположенных точек.

Приняв согласно исследованиям для небольших расстояний $r=0,5$, из формулы (III.4) получим необходимый масштаб плана

$$M = 9000 m_s \sqrt{m_s}. \quad (\text{III.5})$$

Найденное значение округляют до ближайшего стандартного масштаба. Например, при допустимой $m_s=0,15$ м

$$M = 9000 \cdot 0,15 \sqrt{0,15} \approx 500.$$

Формулу (III.5) рекомендуется применять для расчета масштабов съемки застроенной территории с капитальной и многоэтажной застройкой и для планов масштабов 1 : 500 ÷ 1 : 2000, когда допустимая ошибка m_s не превышает 0,3 м.

В проектно-изыскательских работах для технико-экономического обоснования проектов и предварительных проектных расчетов используют государственные топографические карты мелких и средних масштабов. Однако детальное проектирование и окончательный выбор оптимальных вариантов площадок и трасс производят на специализированных крупномасштабных планах. Наиболее часто используют следующие масштабы планов:

а) план 1 : 10 000 с сечением рельефа через 1—2 м для выбора направления магистральных трасс и местоположения строительных площадок, составления ситуационных планов района строительства, определения площадей и объемов водохранилищ, предварительного проектирования;

б) план 1 : 5000 с сечением рельефа через 1—0,5 м — для составления опорных планов и генеральных планов городов и промышленных комплексов, разработки проектов инженерной подготовки территории и первоочередной застройки, проектирования линейных сооружений, составления технических проектов мелиорации;

в) план 1 : 2000 с сечением рельефа через 0,5—1 м — для разработки технических проектов промышленных, гидротехнических, транспортных сооружений, проектов инженерных сетей, рабочих чертежей мелиорации, составления генпланов поселков,

проектов детальной планировки и застройки городов, планов красных линий;

г) план 1 : 1000 с сечением рельефа через 0,5 м — для составления рабочих чертежей зданий и сооружений на незастроенных или малозастроенных строительных площадках, генеральных планов городской застройки, разработки детальных проектов подземных коммуникаций и проектов вертикальной планировки;

д) план 1 : 500 с сечением рельефа через 0,5 м (на спланированной территории с малыми уклонами — через 0,25 м) — для разработки рабочих чертежей городских и промышленных территорий с капитальной застройкой и густой сетью коммуникаций, составления исполнительной документации.

Так как для принятия проектных решений и детализации проектов в ряде случаев требуется не столько точность плана, сколько его наглядность и крупный масштаб чертежа, то допускают производство съемок в масштабах 1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000 при точности развития обоснования соответственно для масштабов 1 : 1000, 1 : 2000, 1 : 5000.

Точность изображения рельефа. При инженерно-топографических съемках особое внимание уделяется изображению рельефа местности, так как последний во многом определяет выбор площадки или трассы, общую планировку сооружения, проект инженерных сетей. С учетом рельефа местности рассчитывают проектные отметки сооружений, уклоны дорог и трубопроводов, разрабатывают проект вертикальной планировки площадки.

Для наиболее точного и детального изображения рельефа стремятся иметь по возможности минимальную величину его сечения горизонталями. Однако принятая величина сечения должна обеспечиваться точностью съемки рельефа.

Как известно, рельеф на плане изображается путем набора пикетных точек, интерполирования и проведения горизонталей или путем их трассирования на стереоприборах, при этом производят обобщение рельефа, выделяя основные и характерные его элементы. На положение горизонталей на плане влияет ряд источников ошибок, которые можно разделить на две группы:

1) источники ошибок высот, мало зависящие от угла наклона местности: определение высот пикетных точек, обобщение рельефа из-за неоднородностей скатов между пикетами, влияние мелких неровностей земной поверхности («топографической шероховатости»);

2) источники ошибок высот, вызывающие плановое смещение горизонталей и зависящие от уклона местности: определение планового положения пикетных точек, интерполирование высот, проведение горизонталей.

Согласно исследованиям преобладающее влияние на точность изображения рельефа на крупномасштабных планах ока-

зывают такие ошибки первой группы, как обобщение рельефа и влияние топографической шероховатости, зависящие от характера местности и расстояний между пикетными точками. Эти ошибки носят случайный характер, в основном следуют закону нормального распределения и могут быть представлены в виде

$$m_{об} = \omega \sqrt{l}, \quad (III.6)$$

где ω — коэффициент случайного влияния ошибок за счет обобщения рельефа и топографической шероховатости, приведенный к длине 1 м, l — расстояние между пикетными точками в метрах.

Для равнинной местности с равномерным скатом $\omega = 0,01$ — $0,012$, для среднепересеченной местности с неравномерными склонами $\omega = 0,015$, для гористых районов $\omega = 0,020$. При уменьшении расстояния между пикетами в n раз ошибка $m_{об}$ умень-

шается в n^2 раз; например, при съемке местности методом нивелирования поверхности с уменьшением стороны квадрата в 2 раза точность изображения рельефа повышается в $\sqrt{2}$ раз.

На основании теоретических расчетов и опытных исследований предложен ряд формул для оценки точности изображения на плане рельефа. Большинство из этих формул имеют вид

$$m_H = a + b \operatorname{tg} v, \quad (III.7)$$

где m_H — средняя квадратическая ошибка определения отметок точек по горизонталям; v — угол наклона местности ($\operatorname{tg} v = i$ — уклон местности); a и b — параметры, отражающие влияние соответственно первой и второй групп ошибок и определяемые по методу наименьших квадратов из обработки материалов опытных исследований планов некоторого масштаба и сечения рельефа. Например, для плана масштаба 1 : 2000 с сечением рельефа через 0,5 м получена формула

$$m_H = 0,10 + 0,5 \operatorname{tg} v, \quad (III.7')$$

которая при угле наклона местности до 3° ($\operatorname{tg} v = 0,05$) дает $m_H = 0,12$ м.

Естественно, что применение этой формулы ограничивается только аналогичными планами — в этом главный недостаток подобного вида формул. Большой интерес представляет формула, выведенная проф. В. Д. Большаковым, которая наиболее полно учитывает влияние характера и уклона местности, масштаба плана, высоты сечения рельефа и, как показывают исследования, может быть использована для оценки точности изображения рельефа всего ряда крупномасштабных планов, полученных топографическими и комбинированными методами,

$$m_H = \sqrt{\omega^2 \left(l + \frac{h}{i_{cp}} \right) + m_{H_{нк}}^2 + (m_{пл} M)^2 i_{cp}^2}, \quad (III.8)$$

где ω и l — то же, что в формуле (III.6); h — высота сечения

рельефа в м; $i_{\text{ср}}$ — средний уклон местности; $m_{\text{Нпк}}$ — средняя квадратическая ошибка определения отметок пикетных точек (0,05 м); $m_{\text{пл}}$ — средняя квадратическая ошибка определения планового положения точек (1 мм); M — знаменатель масштаба плана.

Приняв для равнинной местности $\omega=0,12$ и уклон $i_{\text{ср}}=0,05$, по формуле (III.8) получим для разных масштабов и сечения рельефа значения общих ошибок $m_{\text{Н}}$ и их составляющих, которые приведены в табл. 7.

Данные таблицы подтверждают, что преобладающее влияние на точность изображения рельефа оказывают ошибки его обобщения. Однако с уменьшением масштаба плана заметно возрастает влияние ошибки определения высот за счет неточного планового определения точек.

Согласно требованию Инструкции средние ошибки съемки и изображения рельефа на крупномасштабных топографических планах относительно ближайших пунктов геодезического обоснования не должны превышать:

а) для планов масштабов 1 : 500 и 1 : 1000 с сечением рельефа $h=0,5$ м при съемке местности с углами наклона до 2° — $1/4h$ (0,12 м) и с углами наклона до 6° — $1/3h$ (0,17 м);

б) для планов масштабов 1 : 2000 и 1 : 5000 при съемке местности с углами наклона до 2° при сечении рельефа $h=0,5$ м — $1/3h$ (0,17 м) и при $h=1,0$ м — $1/4h$ (0,25 м). При съемке в этих же масштабах местности с углами наклона до 6° с сечением рельефа через 1—2 м допускается ошибка $1/3h$.

При полевом контроле планшетов средняя квадратическая ошибка изображения рельефа подсчитывается по формуле

$$m_{\text{Н}} = \sqrt{\frac{[\Delta H^2]}{n}}, \quad (\text{III.9})$$

где ΔH — разность в отметках контрольных точек, полученных по горизонталям и вычисленным по результатам геометриче-

ТАБЛИЦА 7

| Масштаб плана | Сечение рельефа h , м | Расстояние между пикетами l , м | Квадраты составляющих средних квадратических ошибок | | | | |
|---------------|-------------------------|-----------------------------------|---|--------------------|---------------------------------------|-----------------------|----------------------|
| | | | $\omega^2 \left(l + \frac{h}{i_{\text{ср}}} \right)$ | $m_{\text{Нпк}}^2$ | $(m_{\text{пл}} M)^2 i_{\text{ср}}^2$ | $m_{\text{Н}}^2$ | $m_{\text{Н}}$ |
| 1 : 500 | 0,5 | 20 | $43,2 \cdot 10^{-4}$ | $25 \cdot 10^{-4}$ | $6,25 \cdot 10^{-4}$ | $74,4 \cdot 10^{-4}$ | $8,6 \cdot 10^{-2}$ |
| 1 : 1000 | 0,5 | 30 | $57,6 \cdot 10^{-4}$ | $25 \cdot 10^{-4}$ | $25 \cdot 10^{-4}$ | $107,6 \cdot 10^{-4}$ | $10,3 \cdot 10^{-2}$ |
| 1 : 2000 | 0,5 | 50 | $86,5 \cdot 10^{-4}$ | $25 \cdot 10^{-4}$ | $50 \cdot 10^{-4}$ | $161,5 \cdot 10^{-4}$ | $12,7 \cdot 10^{-2}$ |
| 1 : 2000 | 1,0 | 70 | $129,5 \cdot 10^{-4}$ | $25 \cdot 10^{-4}$ | $50 \cdot 10^{-4}$ | $204,5 \cdot 10^{-4}$ | $14,3 \cdot 10^{-2}$ |
| 1 : 5000 | 1,0 | 100 | $173,0 \cdot 10^{-4}$ | $25 \cdot 10^{-4}$ | $125 \cdot 10^{-4}$ | $323 \cdot 10^{-4}$ | $18,0 \cdot 10^{-2}$ |

ского или тригонометрического нивелирования этих же точек; n — число контрольных точек.

По многочисленным данным полевого контроля крупномасштабных планов, снятых топографическими и фотограмметрическими методами, ошибки m_H составляют:

а) на планах масштабов 1 : 500 и 1 : 1000 с сечением рельефа 0,5 м — $0,08 \div 0,12$ м;

б) на планах масштабов 1 : 2000 ÷ 1 : 5000 с сечением рельефа 1 м — $0,18 \div 0,22$;

в) на планах масштаба 1 : 5000 с сечением рельефа 2 м — $0,3 \div 0,4$ м.

Сечение рельефа. Выбор сечения рельефа определяется характером инженерного сооружения и требованиями его проектирования, необходимой точностью соблюдения проектных уклонов и отметок при строительстве сооружений, сложностью рельефа местности и крутизной скатов. Наиболее высокая точность и детальность изображения рельефа и, следовательно, наименьшая высота сечения требуются для проектирования мелиоративных систем (осушения, орошения), самотечных каналов, гидрозвуков.

По данным исследований можно считать, что в равнинной местности средняя квадратическая ошибка изображения рельефа

$$m_H = 1/5 h, \quad (III.10)$$

где h — сечение рельефа.

Отсюда наименьшее сечение рельефа

$$h_{\min} = 5 m_{H\min}, \quad (III.10')$$

где $m_{H\min}$ — минимально возможная ошибка изображения рельефа.

Приняв для наиболее точных крупномасштабных съемок $m_{H\min} = 0,10$ м, получим, что наименьшее сечение следует значать равным 0,5 м. Только на таких спланированных территориях, как заливные поля, летные площадки, городские и заводские асфальтированные участки, можно допускать сечение рельефа 0,25 м.

При стереотопографическом методе съемки точность изображения рельефа зависит от высоты фотографирования H и составляет для точных стереоприборов

$$m_H = \frac{H}{5000}. \quad (III.11)$$

Приняв согласно формуле (III.10) $m_H = 1/5 h$, получим, что высота сечения в стереограмметрической съемке

$$h = \frac{H}{1000}, \quad (III.12)$$

т. е. при высоте фотографирования $H=1000$ м и обработке аэрофотоснимков на точных универсальных приборах высоту сечения следует принимать равной 1 м. Если требуется сечение рельефа 0,5 м, то аэрофотосъемку необходимо выполнять при $H=500$ м.

При выборе сечения рельефа, кроме точности изображения, необходимо учитывать удобства использования плана при проектировании и различных расчетах. Желательно, чтобы заложение между горизонталями на крутых склонах составляло не менее 5 мм, а на пологих — не более 20 мм.

Как известно, заложение l между горизонталями в масштабе плана $1 : M$ равно

$$l = \frac{h}{Mi} \quad (\text{III.13})$$

или

$$h = lMi. \quad (\text{III.13}')$$

Приняв для наиболее крутых склонов уклон $i=0,2$ и $l=5$ мм, получим для масштаба $1 : 500$ сечение $h=0,5$ м; это же сечение получим для равнинных участков при $i=0,05$ и $l=20$ мм. Поэтому для планов масштаба $1 : 500$ наиболее обоснованной высотой сечения рельефа является 0,5 м.

Для инженерно-топографических съемок принимаются следующие высоты сечения рельефа:

0,5 м — при съемке в масштабах $1 : 500$ и $1 : 1000$ равнинной и пересеченной местности с углами наклона до 6° и в масштабах $1 : 2000$ и $1 : 5000$ равнинных районов;

1,0 м — при съемке в масштабах $1 : 500$ и $1 : 1000$ горной местности и $1 : 2000$ и $1 : 5000$ пересеченной местности;

2,0 м — при съемке в масштабах $1 : 2000$ и $1 : 5000$ горных районов.

§ 21. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЙ НА ПЛАНЕ

Точность определения на плане расстояний. При разработке генерального плана и аналитическом расчете проектов ряд исходных величин измеряют графически на плане. Оценим точность вычисления расстояния s между точками A и B по известным на плане графическим координатам (рис. 34). Как известно,

$$s^2 = (x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2. \quad (\text{III.14})$$

При некоррелированном характере определения координат точек A и B согласно теории ошибок имеем

$$\begin{aligned} s^2 m_s^2 = & (x_B - x_A)^2 m_{x_B}^2 + (x_B - x_A)^2 m_{x_A}^2 + \\ & + (y_B - y_A)^2 m_{y_B}^2 + (y_B - y_A)^2 m_{y_A}^2. \end{aligned}$$

Примем ошибки измерения абсцисс и ординат точек A и B соответственно равными, т. е.

$$m_{x_A} = m_{y_A} = m_{k_A}; \quad m_{x_B} = m_{y_B} = m_{k_B}.$$

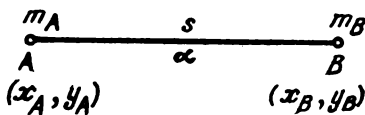


РИС. 34

Тогда

$$s^2 m_s^2 = [(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2] m_{k_B}^2 + [(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2] m_{k_A}^2$$

или

$$m_s^2 = m_{k_B}^2 + m_{k_A}^2. \quad (III.15)$$

Согласно формуле (III.2) можно написать

$$m_{k_B} = \frac{m_B}{\sqrt{2}}; \quad m_{k_A} = \frac{m_A}{\sqrt{2}},$$

где m_A и m_B — средние квадратические ошибки в положении точек A и B . Следовательно, формулу (III.15) можно представить в виде

$$m_s^2 = \frac{1}{2} (m_A^2 + m_B^2). \quad (III.16)$$

Формула (III.16) имеет общий характер и часто применяется при расчетах разбивочных работ. Если принять точность определения точек A и B одинаковой

$$m_A = m_B = m_T, \quad (III.17)$$

то получим

$$m_s = m_T.$$

Следовательно, при *равноточном некоррелированном определении координат двух точек средняя квадратическая ошибка вычисленного по этим координатам расстояния равна ошибке в положении одной точки* *.

Согласно исследованиям проф. Ю. К. Неумывакина [30] случайные ошибки координат контурных точек плана можно считать некоррелированными, если они сняты с разных пунктов (станций) геодезического обоснования. Для застроенной территории интервал корреляции τ_k примерно равен среднему расстоянию b между пунктами съёмочных сетей ($\tau_k \approx b$); для незастроенной местности $\tau_k \approx (1,5 \div 2)b$. С уменьшением расстояния между контурными точками коэффициент корреляции увеличивается. Этот вывод относится и к планам, создаваемым фотограмметрическими методами.

* Геометрический вывод этого положения дан проф. А. В. Масловым в работе «Геодезия», ч. III. М., Недра, 1964.

Для небольших расстояний ($s \leq \frac{b}{3}$) коэффициент корреляции r может быть вычислен по приближенной формуле

$$r = \left(\frac{m_{\text{оп}}}{m_{\text{т}}} \right)^2, \quad (\text{III.18})$$

где $m_{\text{оп}}$ и $m_{\text{т}}$ — соответственно средние квадратические ошибки в положении опорных и контурных точек. Для коррелированных определений координат, если принять $r_x = r_y = r$,

$$m_s^2 = m_{\text{т}}^2 (1 - r). \quad (\text{III.19})$$

Так как коэффициент корреляции, вычисляемый по формуле (III.18), всегда положительный, в данном случае неучет корреляционных зависимостей приводит к завышению точностных оценок. Например, при точности плана $m_{\text{т}} = 0,3$ мм по формуле (III.17) средняя квадратическая ошибка определения расстояния $m_s = 0,3$ мм. С учетом корреляционной зависимости, приняв для съемочных сетей $m_{\text{оп}} = 0,18$ мм, получим

$$r = \left(\frac{0,18}{0,30} \right)^2 = 0,36$$

и, следовательно, по формуле (III.19)

$$m_s = 0,3 \sqrt{1 - 0,36} = 0,24 \text{ мм.}$$

Если измерять на плане непосредственно расстояние между точками A и B , то очевидно, что точность этого расстояния будет зависеть главным образом от ошибок m_A и m_B в положении точек. Если эти ошибки не коррелированы, то при расчетах следует пользоваться формулой (III.17). Для небольших расстояний целесообразнее применять формулу (III.19).

Как известно, средняя квадратическая ошибка графических построений при помощи измерителя и масштабной линейки равна $0,08 - 0,1$ мм. Однако следует иметь в виду, что при измерениях на топографическом плане точность определяется не этой величиной, а точностью самого плана, его геодезического обоснования и съемочных работ, а для копий с плана — еще и дополнительными ошибками, вызванными копированием и деформациями бумаги. Как уже указывалось, суммарные величины этих ошибок могут составлять в среднем $0,3 \div 0,5$ мм.

Точность определения на плане направлений. Если на плане измерены координаты точек A и B : x_A, y_A ; x_B, y_B , то дирекционный угол направления AB находится по формуле

$$\text{tg } \alpha = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}. \quad (\text{III.20})$$

Его точность зависит от ошибок в положении на плане точек A и B , и при некоррелированном их характере по теории оши-

бок имеем

$$\frac{m_{\alpha}^2}{\cos^4 \alpha} = \frac{(y_B - y_A)^2}{(x_B - x_A)^4} m_{x_A}^2 + \frac{(y_B - y_A)^2}{(x_B - x_A)^4} m_{x_B}^2 + \\ + \frac{m_{y_A}^2}{(x_B - x_A)^2} + \frac{m_{y_B}^2}{(x_B - x_A)^2},$$

где m_{x_A} , m_{x_B} , m_{y_A} , m_{y_B} — средние квадратические ошибки абсцисс и ординат точек A и B .

Так как

$$\cos \alpha = \frac{x_B - x_A}{s},$$

то

$$m_{\alpha}^2 = \frac{(x_B - x_A)^2 m_{y_B}^2 + (x_B - x_A)^2 m_{y_A}^2 + (y_B - y_A)^2 m_{x_B}^2 + (y_B - y_A)^2 m_{x_A}^2}{s^4}. \quad (\text{III.21})$$

Приняв для равнооточных определений координат точек

$$m_{x_A} = m_{y_A} = m_{k_A}; \quad m_{x_B} = m_{y_B} = m_{k_B},$$

получим

$$m_{\alpha}^2 = \frac{1}{s^2} (m_{k_A}^2 + m_{k_B}^2). \quad (\text{III.22})$$

Если $m_{k_A} = m_{k_B} = m_k$, то

$$m_{\alpha} = \frac{m_k \sqrt{2}}{s} = \frac{m_{\tau}}{s},$$

где m_{τ} — средняя квадратическая ошибка в положении точек на плане.

В градусной мере

$$m'_{\alpha} = \frac{m_{\tau}}{s} \rho'. \quad (\text{III.23})$$

При $m_{\tau} = 0,3$ мм; $s = 100$ мм

$$m_{\alpha} = \frac{0,3 \cdot 3438}{100} = 10,3'.$$

Если расстояния на плане небольшие и ошибки координат точек коррелированы, то

$$m_{\alpha} = \frac{m_{\tau}}{s} \rho \sqrt{1-r}. \quad (\text{III.24})$$

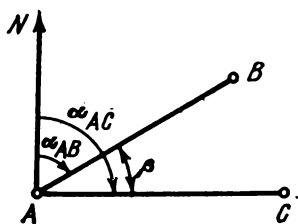


РИС. 35

При расчете точности горизонтального угла β , полученного как разность дирекционных направлений сторон AC и AB (рис. 35), необходимо учитывать, что эти направления имеют общую точку A и, следовательно, их ошибки корреляционно связаны. Поэтому ошибку угла β нельзя получить путем квадратирования ошибок дирекционных направлений, а необходимо рассмотреть функцию

$$\beta = \text{arctg} \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A} - \text{arctg} \frac{y_C - y_A}{x_C - x_A} \quad (\text{III.25})$$

и определить ее среднюю квадратическую ошибку m_β через ошибки измерения координат

$$\begin{aligned} m_\beta^2 = & [s_{AC}^4 (x_B - x_A)^2 + s_{AC}^4 (y_B - y_A)^2] \frac{m_{k_B}^2}{s_{AB}^4 s_{AC}^4} + \\ & + \{ [s_{AC}^2 (x_B - x_A) - s_{AB}^2 (x_C - x_A)]^2 + \\ & + [s_{AC}^2 (y_B - y_A) - s_{AB}^2 (y_C - y_A)] \} \frac{m_{k_A}^2}{s_{AB}^4 s_{AC}^4} + \\ & + [s_{AB}^4 (y_C - y_A)^2 + s_{AB}^4 (x_C - x_A)^2] \frac{m_{k_C}^2}{s_{AB}^4 s_{AC}^4} \end{aligned}$$

или

$$m_\beta^2 = \frac{m_{k_B}^2}{s_{AB}^2} + \frac{m_{k_C}^2}{s_{AC}^2} + m_{k_A}^2 \left[\frac{1}{s_{AB}^2} + \frac{1}{s_{AC}^2} - \frac{2 \cos(\alpha_{AB} - \alpha_{AC})}{s_{AB} s_{AC}} \right].$$

С учетом того, что

$$m_{k_A} = \frac{m_A}{\sqrt{2}}; \quad m_{k_B} = \frac{m_B}{\sqrt{2}}; \quad m_{k_C} = \frac{m_C}{\sqrt{2}},$$

получим

$$m_\beta^2 = \frac{m_B^2}{2s_{AB}^2} + \frac{m_C^2}{2s_{AC}^2} + \frac{m_A^2}{2} \left(\frac{1}{s_{AB}^2} + \frac{1}{s_{AC}^2} - \frac{2 \cos \beta}{s_{AB} s_{AC}} \right). \quad (\text{III.26})$$

При одинаковой точности измерений координат

$$m_{k_A} = m_{k_B} = m_{k_C} = m_k; \quad m_A = m_B = m_C = m_T$$

в угловой мере

$$m_\beta^2 = 2\rho^2 m_k^2 \left(\frac{1}{s_{AB}^2} + \frac{1}{s_{AC}^2} - \frac{\cos \beta}{s_{AB} s_{AC}} \right)$$

или

$$m_{\beta}^2 = \rho^2 m_{\tau}^2 \left(\frac{1}{s_{AB}^2} + \frac{1}{s_{AC}^2} - \frac{\cos \beta}{s_{AB} s_{AC}} \right). \quad (\text{III.27})$$

Для примерно равных сторон ($s_{AB} \approx s_{AC} = s$) формула (III.27) примет вид

$$m_{\beta} = \frac{\rho m_{\tau}}{s} \sqrt{2 - \cos \beta}. \quad (\text{III.27}')$$

При взаимно перпендикулярных сторонах, когда $\beta = 90^\circ$ и $\cos \beta = 0$, получим

$$m_{\beta} = \frac{\rho m_{\tau}}{s} \sqrt{2}, \quad (\text{III.28})$$

т. е. формулу, которая соответствует независимому определению дирекционных направлений сторон AB и AC . При другом значении угла β сказывается корреляционная связь этих направлений. Например, при $\beta = 180^\circ$ ($\cos \beta = -1$)

$$m_{\beta} = \frac{\rho m_{\tau}}{s} \sqrt{3}; \quad (\text{III.28}')$$

при $\beta = 45^\circ$ ($\cos \beta = 0,7$)

$$m_{\beta} = \frac{\rho m_{\tau}}{s} \sqrt{1,3};$$

если $\beta = 0$ ($\cos \beta = 1$), то точки B и C совпадают и получается та же формула, что и (III.23),

$$m_{\beta} = \rho \frac{m_{\tau}}{s}.$$

В случае коротких сторон AB и AC , как и в формуле (III.24), необходимо дополнительно учитывать корреляционную связь ошибок координат точек A , B , C .

Точность определения на карте превышений и уклонов. При проектировании сооружений по отметкам H_A и H_B точек A и B , взятых с плана, рассчитывают превышение (рис. 36)

$$h = H_B - H_A \quad (\text{III.29})$$

и уклон

$$i = \frac{h}{s}, \quad (\text{III.30})$$

где s — горизонтальное проложение между точками A и B . Если принять ошибки определения высот, определяемых по горизон-

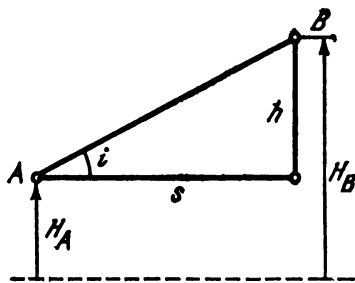


РИС. 36

талям плана, примерно одинаковыми ($m_{H_A} \approx m_{H_B} = m_H$) и некоррелированными, то средняя квадратическая ошибка превышения

$$m_h = \sqrt{m_{H_B}^2 + m_{H_A}^2} = m_H \sqrt{2} \quad (\text{III.31})$$

и уклона

$$m_i = \frac{m_h}{s} = \frac{m_H \sqrt{2}}{s}. \quad (\text{III.32})$$

В последней формуле ошибкой измерения расстояния пренебрегли.

При $m_H = 0,10$ м и $s = 30$ м получим

$$m_h = 0,10 \sqrt{2} = 0,14 \text{ м} \quad \text{и} \quad m_i = \frac{0,14}{30} = 0,005.$$

Однако при определении по плану высот H_A и H_B их ошибки можно считать некоррелированными только при значительном расстоянии между точками A и B , когда эти высоты вычисляются по несмежным горизонталям, проведенным по различным пикетным точкам. В противном случае необходимо учитывать корреляционную связь между ними и пользоваться формулами

$$m_h = m_H \sqrt{2(1-r)} \quad (\text{III.33})$$

и

$$m_i = \frac{m_H}{s} \sqrt{2(1-r)}. \quad (\text{III.34})$$

Коэффициент корреляции r может быть найден по формуле

$$r = \exp\left(-\frac{0,18s}{\sqrt{s_0}}\right), \quad (\text{III.35})$$

где s — расстояние между точками A и B ; s_0 — расстояние между пикетами, допускаемое Инструкцией для данного масштаба плана, сечения рельефа и метода съемки (см. § 24). Для равнинной местности интервал корреляции между высотными точками может быть подсчитан по приближенной формуле

$$\tau_k = 10 \sqrt{s_0} \quad (\text{III.36})$$

и составляет для планов масштабов 1 : 500 и 1 : 1000 около 40—50 м, планов масштабов 1 : 2000 и 1 : 5000 — 70—90 м.

Для расстояния между расчетными точками $s = 30$ м и допускаемого расстояния между пикетами $s_0 = 20$ м

$$r = \exp\left(-\frac{0,18 \cdot 30}{\sqrt{20}}\right) = e^{-1,2} = 0,3.$$

Приняв, как и ранее, $m_H = 0,1$ м, получим по формуле (III.33) среднюю квадратическую ошибку превышения

$$m_h = 0,1 \sqrt{2(1-0,3)} = 0,12 \text{ м}$$

и по формуле (III.34) ошибку уклона

$$m_i = \frac{0,1}{30} \sqrt{2(1-0,3)} = 0,004,$$

т. е. учет корреляционной зависимости в данном случае уменьшает ошибки превышений и уклонов примерно на 15—20 %.

Точность измерения площадей. Ошибки измерения на плане площади, ограниченной некоторым контуром, зависят от точности определения положения поворотных точек этого контура. Проф. А. В. Масловым [26] выведена формула для оценки точности площади

$$m_p = m_T \sqrt{p} \sqrt{\frac{1+K^2}{2K}}, \quad (\text{III.37})$$

где m_T — средняя квадратическая ошибка определения поворотных точек (или измерения длин сторон); p — величина измеряемой площади; K — отношение длины участка к его ширине (для треугольника — отношение высоты к основанию). Коэффициент

$\sqrt{\frac{1+K^2}{2K}}$ имеет минимум при $K=1$. Следовательно, наиболее точно определяется площадь квадратного участка или треугольной формы, в котором высота равна основанию. В этом случае относительная ошибка

$$\frac{m_p}{p} = \frac{m_T}{\sqrt{p}}. \quad (\text{III.37}')$$

При ошибке плана $m_T = 0,3$ мм и площади участка на плане $p = 2500$ мм²

$$\frac{m_p}{p} = \frac{0,3}{50} = 1/167 = 0,6 \text{ \%}.$$

§ 22. ОБОСНОВАНИЕ КРУПНОМАСШТАБНЫХ СЪЕМОК

Геодезической основой крупномасштабных съемок служат государственные геодезические сети всех классов, геодезические сети сгущения и съемочные сети. Согласно Инструкции [17] на застроенных и незастроенных территориях городов, поселков, промышленных предприятий геодезические сети проектируются по точности с учетом обеспечения последующего сгущения при производстве топографической съемки в самом крупном масштабе (1 : 500), а также с учетом удовлетворения требований геодезических разбивочных работ; по плотности сети

ТАБЛИЦА 8

| Площадь топографической съемки, км ² | Вид опорных сетей | | | Съемочное обоснование | |
|---|---|---------------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------------------|
| | Триангуляция, трилатерация, полигонометрия | | Нивелирование (классы) | плановое | высотное |
| | государственная геодезическая сеть (классы) | геодезическая сеть сгущения (разряды) | | | |
| 200 и более | 2, 3, 4 | 1, 2 | II, III, IV | Теодолитные ходы, микро-триангуляция | Техническое нивелирование |
| От 200 до 50 | 3, 4 | 1, 2 | II, III, IV | | |
| От 50 до 10 | 4 | 1, 2 | III, IV | | |
| От 10 до 5 | 4 | 1, 2 | IV | | |
| От 5 до 2,5 | — | 1, 2 | IV | | |
| От 2,5 до 1 | — | 2 | IV | | |
| До 1 | — | — | — | | |

рассчитываются в соответствии с требованиями масштаба выполняемой съемки. Эти сети строятся согласно табл. 8.

При съемке территорий, вытянутых узкой полосой, класс или разряд опорных геодезических сетей может быть согласно расчетам повышен по сравнению с данными табл. 8. Наоборот, топографическая съемка для сельскохозяйственного строительства может вестись на обосновании несколько пониженной точности, опираясь только на сеть сгущения, если площадь съемки в масштабе 1 : 2000 не превышает 10 км². Для съемки действующих промышленных предприятий класс (разряд) геодезических сетей обосновывается программой работ.

Особенность расчета точности геодезического обоснования для инженерно-топографических съемок и разбивочных работ состоит в том, что необходимо учитывать не только относительные ошибки измерений, но главным образом абсолютные значения ошибок, предельные величины которых ограничены масштабом съемки и точностью разбивки. Поэтому приходится проектировать триангуляционные сети с небольшими сторонами и ограничивать длины полигонометрических и нивелирных ходов.

Плановые сети. На застроенных территориях плотность государственных сетей должна составлять не менее 1 пункта на 5 км². С учетом сетей сгущения плотность увеличивается до 4 пунктов на 1 км² (на незастроенной местности — 1 пункт на 1 км²).

Из табл. 8 следует, что на больших площадках с территорией площадью 50—200 км² в качестве главной основы развивают сеть триангуляции 3—2 класса. На площадках площадью от 5 до 50 км² главной основой служит триангуляция или полигонометрия 4 класса. На площадках площадью 1—5 км² строят

сети полигонометрии или триангуляции 1 и 2 разрядов. Лишь небольшие площадки, до 1 км² (кроме действующих промышленных предприятий), разрешается снимать на съемочном обосновании.

Проектируя на площадке геодезические сети, стремятся иметь по возможности меньше ступеней обоснования, чтобы уменьшить нарастание ошибок измерений от ступени к ступени. На больших площадках и на площадках средних размеров, но со сложной ситуацией обычно создают три ступени планового обоснования: триангуляцию, полигонометрию, теодолитные ходы. При этом триангуляцию строят одного класса на всей территории, включая подходы и резервные участки. Однако для больших городов и промышленных комплексов, строящихся в несколько очередей, приходится создавать главную основу из двух ступеней. На всю территорию развивают сплошную сеть высшего класса (2 или 3) со сторонами 5—8 км. На район первоочередной застройки сеть сгущают триангуляцией (полигонометрией) 4 класса. Преимущество такого двухступенчатого построения геодезической основы состоит в том, что сравнительно легко производится восстановление утраченной части сети в процессе строительства путем вставки отдельных пунктов или систем в первую ступень триангуляции, без ее дополнительных наблюдений и переуравнивания.

Сеть проектируют с учетом максимального использования ее в последующих разбивочных работах и исполнительных съемках, размещая пункты по возможности вне зон будущих сооружений.

Как известно, ошибки измерения в старших ступенях обоснования будут выступать для младших как ошибки исходных данных $m_{исх}$. Для уменьшения деформации сети под влиянием этих ошибок требуется, чтобы последние были в K раз меньше суммарного влияния всех ошибок измерения $m_{изм}$ в данной ступени:

$$m_{исх} = \frac{m_{изм}}{K}.$$

При этом полагают, что точность положения пунктов в каждой ступени определяется главным образом точностью измерений, пренебрегая корреляционной связью, возникающей при уравнивании сети между пунктами высших классов.

Общая средняя квадратическая ошибка

$$m_0^2 = m_{исх}^2 + m_{изм}^2$$

или

$$m_0 = m_{изм} \sqrt{1 + \frac{1}{K^2}}.$$

Отсюда

$$K = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{m_0}{m_{\text{изм}}}\right)^2 - 1}}^*.$$

При отношении $K=1,05$ (допускаемое отклонение $q=5\%$) коэффициент обеспечения точности $K=3,1$, при отношении $1,10$ ($q=10\%$) $K=2,2$ и при отношении $1,20$ коэффициент $K=1,5$.

В производственных условиях часто принимают $K=2$ ($q=12\%$). В многоступенчатой схеме построения общая ошибка составит

$$m_0^2 = m_1^2 + m_2^2 + \dots + m_n^2.$$

При одинаковом коэффициенте обеспечения точности между ступенями

$$m_0 = m_n \sqrt{1 + \frac{1}{K^2} + \dots + \frac{1}{K^{2(n-1)}}}$$

или

$$m_0 = \frac{m_n K^{n-1}}{\sqrt{1 + K^2 + \dots + K^{2(n-1)}}}. \quad (\text{III.38})$$

С учетом этого допустимая средняя квадратическая ошибка в каждой ступени обоснования может быть подсчитана по формуле

$$m_i = \frac{m_0 K^{i-1}}{\sqrt{1 + K^2 + K^4 + \dots + K^{2(n-1)}}}, \quad (\text{III.39})$$

где m_0 — заданная точность построения геодезического обоснования; n — число ступеней обоснования; i — номер ступени обоснования, начиная с наиболее точной ($i=1, 2, 3, \dots, n$).

Для наиболее крупного масштаба съемки $1:M=1:500$ можно принять

$$m_0 = 0,2 \text{ мм} \cdot M = 10 \text{ см}.$$

Рассчитаем по формуле (III.39) требования к точности построения сетей для обоснования этого масштаба съемки при трех- и четырехступенчатой схеме их построения в зависимости от принятого коэффициента обеспечения точности K и сведем эти расчеты в табл. 9.

* Формула может быть приведена к виду $K = \frac{1}{\sqrt{2 \frac{m_m}{m_{\text{изм}}}}}$, где $m_m = \frac{m_{\text{изм}}}{\sqrt{2r}}$ — ошибка определения средней квадратической ошибки измерений, r — число избыточных измерений.

ТАБЛИЦА 9

| Значение коэффициента K | Средние квадратические ошибки обоснования, см | | | | | | |
|---------------------------------|---|----------------|----------------|-------------------------------------|-----------------------|----------------|----------------|
| | Трехступенчатая схема построения | | | Четырехступенчатая схема построения | | | |
| | триангуляция | полигонометрия | съёмочные сети | триангуляция 2 класса | триангуляция 4 класса | полигонометрия | съёмочные сети |
| $\sqrt{2}$ | 3,8 | 5,3 | 7,8 | 1,6 | 3,6 | 5,2 | 7,3 |
| 2 | 2,2 | 4,4 | 8,8 | 1,1 | 2,2 | 4,3 | 8,7 |
| 2,5 | 1,5 | 3,7 | 9,2 | 0,9 | 1,5 | 3,7 | 9,2 |
| 3 | 1,0 | 3,1 | 9,4 | 0,35 | 1,1 | 3,2 | 9,5 |

Из табл. 9 видно, что при возрастании числа ступеней и увеличении значения коэффициента K резко повышаются требования к точности построения триангуляции. На значительной территории эти требования сложно выдержать, особенно при $K > 2$.

Следует иметь в виду, что приведенные в табл. 9 расчеты выполнены без учета коэффициента ϵ корреляционной связи ошибок (см. § 6). Поэтому реальный коэффициент обеспечения точности сетей будет несколько меньшим, чем принято в таблице.

Опыт построения триангуляции в городах и крупных промышленных комплексах показывает, что средние квадратические ошибки в положении пунктов таких сетей составляют около 3—4 см относительно исходной основы.

Высотные сети. Высотное обоснование площадок развивается в виде полигонов и ходов нивелирования II, III и IV классов.

Нивелирная сеть II класса создается на крупных площадках проложением полигонов с длиной общего периметра до 40 км и ходов между узловыми реперами не более 10 км. Сеть сгущается ходами III класса, при этом длины ходов между пунктами II класса не должны превышать 15 км, а между узловыми точками — 5 км.

Сгущение сетей III класса производится ходами IV класса с таким расчетом, чтобы на застроенных территориях реперы приходились через 400—500 м, а на незастроенных — через 1 км. Длины ходов нивелирования IV класса допускают до 5 км между пунктами II и III класса и 2—3 км между узловыми точками.

Проектируя небольшие длины ходов, стремятся обеспечить среднюю квадратическую ошибку в высотах соседних реперов не более 2—3 мм, что вызывается необходимостью изображения рельефа с малым сечением (0,5 м, а на спланированной территории 0,25 м); вынесением проектов вертикальной планировки в натуру и строительством самотечных сооружений с ошибками 5—10 мм; выполнением разбивочных и монтажных работ.

Так как проект сооружения выносится в натуру и строится по частям, то для правильного высотного сопряжения частей,

связанных единым технологическим процессом, и соблюдения проектных уклонов с ошибками, не превышающими $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{10}$ величины уклонов, общая средняя квадратическая ошибка в отметках реперов в наиболее слабом месте сети после ее уравнивания не должна превышать 10—15 мм относительно исходной основы площадки.

Развитие съемочных сетей. Схема построения съемочных сетей и их плотность зависят от метода и масштаба съемки, характера местности. При стереотопографической съемке сети создаются для плановой и высотной привязки аэрофотоснимков, их плотность определяется принятой технологией обработки снимков и способом фотограмметрического сгущения. При геодезических методах пункты съемочной сети используются в качестве станций для съемки ситуации и рельефа и схема их построения и плотность определяются категорией сложности местности и масштабом съемки.

Плановое съемочное обоснование развивается от пунктов геодезической основы и сетей сгущения в виде различного рода засечек, построением рядов микротриангуляции или линейно-угловых сетей, проложением теодолитных ходов. При съемке незастроенных территорий в масштабе 1 : 1000—1 : 2000 число точек съемочного обоснования и опорных пунктов высших классов должно составлять на 1 км² не менее 16—12. При съемке в этих же масштабах застроенных территорий, а также при съемке местности в масштабе 1 : 500 количество точек съемочных сетей определяется рекогносцировкой.

Согласно Инструкции [16] средние ошибки в положении точек планового съемочного обоснования относительно ближайших пунктов геодезической основы не должны превышать 0,1 мм в масштабе создаваемых планов топографической съемки в открытой местности и 0,15 мм — в лесных районах.

В теодолитных ходах длины линий допускают в пределах 20—350 м и измеряют их оптическими дальномерами или стальными лентами и рулетками. Углы измеряют теодолитом Т 30 одним приемом. Предельные длины ходов между пунктами опорных сетей или узловыми точками допускают на застроенных территориях при масштабе съемки 1 : 500—0,8 км, масштабе 1 : 1000 — 1,2 км, масштабе 1 : 2000 — 2 км, масштабе 1 : 5000 — 4 км. На незастроенной местности длины ходов могут быть увеличены в полтора раза.

Относительные линейные невязки не должны превышать $\frac{1}{2000}$. В коротких ходах (до 150 м в масштабах съемки 1 : 500—1 : 1000 и до 250 м в масштабах 1 : 2000—1 : 5000) абсолютные величины невязок не должны превышать 0,1 м для масштаба 1 : 500, 0,15 м — для масштаба 1 : 1000 и 0,25 м — для масштабов 1 : 2000—1 : 5000.

При построении сетей микротриангуляции между базисными сторонами допускают 10—20 треугольников в зависи-

мости от масштаба съемки. Общие длины сетей не должны превышать соответствующих длин теодолитных ходов. Базисные стороны измеряют со средней квадратической ошибкой $1/5000$.

На застроенных территориях в качестве постоянного съемочного обоснования могут служить углы капитальных зданий и сооружений, центры узловых колодцев, координаты которых определены с надлежащим контролем.

Для определения высот точек съемочного обоснования производят техническое нивелирование: геометрическое при сечении рельефа 0,5 м и 1 м и тригонометрическое при сечении рельефа 2 м и больше. Средние ошибки в высотах точек съемочного обоснования относительно ближайших реперов высотной основы не должны превышать в равнинных районах $1/10$, а в горных и предгорных районах $1/6$ принятой высоты сечения рельефа на снимаемых планах.

Геометрическое нивелирование производится по двусторонним рейкам с длиной плеча до 150 м (при односторонних рейках при двух горизонтах). Допустимая невязка хода или замкнутого полигона подсчитывается по формуле

$$\text{пред } f_{h(\text{мм})} = 50 \sqrt{L^3}, \quad (\text{III.40})$$

где L — длина хода или периметр полигона в км.

При числе станций на 1 км более 25 невязка

$$\text{пред } f_{h(\text{мм})} = 10 \sqrt{n}, \quad (\text{III.40}')$$

где n — число штативов в ходе.

При развитии обоснования для съемки рельефа с сечением через 0,5 м допустимая длина нивелирных ходов между исходными реперами составляет 8 км, а между узловыми точками — 4 км. При сечении рельефа через 1 м допустимые длины ходов увеличивают в 2 раза.

Тригонометрическое нивелирование применяют для определения высот точек съемочного обоснования при съемке пересеченной местности с сечением рельефа 2 м и более. Длина хода допускается до 2 км. Нивелирование выполняют в прямом и обратном направлениях.

Допустимая невязка по высоте в ходах и замкнутых полигонах тригонометрического нивелирования не должна превышать величины (в метрах)

$$\text{пред } f_{h(\text{тр})} = 0,04 s_{\text{ср}} \sqrt{n}, \quad (\text{III.41})$$

где $s_{\text{ср}}$ — средняя длина линии, выраженная в сотнях метров; n — число линий в ходе или полигоне.

Так как средняя длина линии

$$s_{\text{ср}} = \frac{\sum_1^n s}{n},$$

где $\sum_1^n s$ — периметр хода или полигона в сотнях метров, то формула (III.41) может быть представлена в виде

$$\text{пред}f_{h_{\text{тр}}} = \frac{0,04 \sum_1^n s}{\sqrt{n}}. \quad (\text{III.41}')$$

При техническом нивелировании попутно определяют отметки устойчивых по высоте точек сооружений: крышек колодцев, фундаментов опор, головок рельсов на переездах, пикетажных столбов вдоль дорог и др. Они маркируются краской и используются в качестве рабочих реперов при съемке.

§ 23. ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ СЪЕМКИ

Стереотопографическая съемка. Наиболее эффективным методом инженерно-топографических съемок является стереотопографический с применением универсальных фотограмметрических приборов высокого класса точности. В настоящее время получают распространение стереоприборы с автоматической регистрацией координат и аналитические способы обработки результатов измерений. Значительно уменьшены деформации аэрофотоматериалов и искажения изображений на аэрофотоснимках. Все это повысило возможности крупномасштабной аэрофотосъемки, ее рентабельность, точность фотограмметрических определений точек в плане и по высоте.

На незастроенной или малозастроенной территории стереотопографическая съемка производится путем составления фотоплана или ортофотоплана и изображения рельефа на стереоприборах. На территориях со сплошной застройкой, особенно многоэтажной, составляют графические планы, на которых ситуация и рельеф создаются по аэрофотоснимкам на универсальных приборах.

Крупномасштабная аэрофотосъемка выполняется в масштабе, который в 4—6 раз мельче масштаба создаваемого плана, при этом стремятся, чтобы отдельные населенные пункты, городские кварталы, предприятия по возможности располагались в пределах одного аэрофотоснимка. Оси залетов проектируют параллельно основным линейным контурам и улицам. Продольное перекрытие назначают около 80 %, что позволяет выбрать стереопары с размещением капитальных строений в середине модели.

Для съемки применяют аэрофотоаппараты (АФА) с высокими изобразительными свойствами и минимальными геометрическими искажениями снимаемых объектов. В равнинной местности берут АФА с фокусным расстоянием 70—100 мм; в застроенных и всхолмленных районах — 140—200 мм.

Лучшее время для выполнения аэрофотосъемки — ранняя весна или поздняя осень, когда нет листьев на деревьях (меньше тени, повышается качество дешифрирования) и когда отсутствует или небольшой высоты растительный покров (увеличивается точность изображения рельефа). На застроенной территории аэрофотосъемка может быть выполнена в слегка облачную погоду, когда тени меньше закрывают сооружения. Иногда производят две аэрофотосъемки местности: первую крупного масштаба с небольшой высоты (300—400 м) в период, когда влияние растительного покрова на точность высотных измерений незначительно и может быть обеспечено изображение рельефа с сечением через 0,5 м, и вторую более мелкого масштаба для составления фотопланов.

До производства аэрофотосъемки выполняют маркированные пункты геодезической основы, возможных опознаков, колодцев и камер подземных коммуникаций, а также других точек сооружений, координаты которых необходимо определить. Маркировочные знаки делают из недорогих, контрастных по отношению к местности материалов и придают им форму квадрата, круга, креста с размерами не менее 0,2 мм в масштабе аэрофотоснимка.

Проект привязки аэрофотоснимков рассчитывают по формулам, предложенным проф. А. Н. Лобановым [24]:

а) для плановой привязки

$$m_{x,y} = 0,30 M m_q \sqrt{n^3}; \quad (III.42)$$

б) для высотной привязки

$$m_H = 0,23 \frac{f_k}{b} M m_q \sqrt{n^3}, \quad (III.43)$$

где $m_{x,y}$ и m_H — средние квадратические ошибки в плане и по высоте, допустимые для плана заданного масштаба $1 : M$; m_q — средняя квадратическая ошибка измерения разности параллаксов; f_k — фокусное расстояние АФА; b — базис в масштабе аэрофотоснимка; n — число стереопар (базисов).

Плановые опознаки обычно располагают по поперечникам (в зоне поперечных перекрытий) через 7—8 базисов. Высотные опознаки при сечении рельефа через 1 м проектируют через 3—4 базиса. При высоте сечения рельефа 0,5 м производят сплошную высотную привязку, обеспечивая каждую стереопару 6 опознаками.

Проект привязки аэрофотоснимков уточняют по накидному монтажу, при этом намечают геодезические методы, рекомендуемые для определения координат и высот опознаков (аналитические засечки, светодальномерная полигонометрия, триангуляционные и трилатерационные построения, теодолитные ходы; геометрическое и тригонометрическое нивелирование).

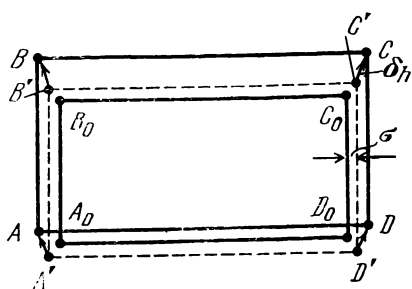


РИС. 37

Фотограмметрическое сгущение опорных точек производят или аналитическим методом с измерением координат на стереокомпараторе и построением сети на ЭВМ, или пространственным фототриангулированием на точных стереоприборах. При этом в сеть включают также важнейшие точки сооружений и контуров, которые в дальнейшем используются

для проектирования, перенесения проектов в натуру, полевой до съемки неизобразившихся объектов и т. д.

Точность фотограмметрических построений оценивают по дополнительным геодезическим точкам. Ошибки определений связующих точек сети не должны превышать 0,7 величины допустимых средних ошибок. При фототрансформировании смещение точек снимка от идентичных точек на топографической основе не должно превышать на застроенных территориях 0,4 мм и незастроенных — 0,5 мм.

Полевое дешифрирование и инструментальная до съемка неизобразившихся объектов выполняются на фотопланах. При определении оснований зданий и сооружений по изображениям их крыш учитывают поправку за высотное смещение точек по направлениям к точке надира аэрофотоснимка. Эта поправка с точностью до 0,1 мм вычисляется по формуле

$$\delta_h = \frac{rh}{H}, \quad (\text{III.44})$$

где h — высота сооружения; H — высота фотографирования; r — расстояние от изобразившейся точки до центра снимка (в мм).

Кроме этого, необходимо также учитывать величину выступа крыши σ (рис. 37) по отношению к стене и фундаменту, определив эту величину в натуре при помощи нитяного отвеса или обратного оптического центра.

На рис. 37: $ABCD$ — центральная проекция крыши здания; $A'B'C'D'$ — ортогональная проекция крыши с учетом поправки δ_h за высоту здания; $A_0B_0C_0D_0$ — плановое положение основания здания после введения поправки σ за ширину карниза крыши.

Съемка подземных коммуникаций и других неизобразившихся объектов производится методом створных промеров или линейных засечек от пунктов геодезического обоснования и замаркированных точек, аналитические координаты которых определены при фотограмметрическом сгущении.

Стереоскопическая рисовка рельефа выполняется на универсальных приборах. Величина расхождения высот точек, определенных фотограмметрическим и геодезическим методами, в среднем не должна превышать

$$m_H \leq \frac{H}{4000}. \quad (\text{III.45})$$

В пределах стереопары средняя квадратическая ошибка измерения превышений может быть определена по приближенной формуле

$$m_h = \frac{H}{b} m_{\Delta p}, \quad (\text{III.46})$$

где $m_{\Delta p}$ — средняя квадратическая ошибка измерения разности продольных параллаксов (около 0,02 мм); H — высота фотографирования (в метрах); b — базис в масштабе аэрофотоснимка (65—70 мм).

На заводских и городских территориях, где требуется повышенная точность, может быть использован метод аналитической фотограмметрии. В этом методе на высокоточном стереокомпараторе измеряют и фиксируют координаты точек модели, по которым затем составляют на координатографе с программным управлением (графопостроителе) крупномасштабные планы. Точность таких планов в полтора-два раза выше, чем обычных.

Комбинированная съемка. При комбинированном методе съемки контурная часть плана создается на основе фотоплана или ортофотоплана, а рельеф снимается в поле топографическими методами (мензульным, тахеометрическим) с одновременным дешифрированием контуров и досъемкой не изобразившихся на аэрофотоснимках объектов. Основными процессами при комбинированной съемке являются:

- а) аэрофотосъемка местности;
- б) плановая привязка аэрофотоснимков;
- в) фотограмметрическое сгущение планового обоснования;
- г) составление фотопланов или ортофотопланов;
- д) дешифрирование и досъемка контуров на фотоплане;
- е) построение высотного съемочного обоснования;
- ж) полевая съемка рельефа на фотоплане.

Процессы а) — д) выполняются примерно по той же технологии, что и при составлении фотопланов в стереотопографической съемке.

Для уменьшения влияния искажений, вызванных рельефом местности [формула (III.44)], аэрофотосъемка в этом методе производится со значительной высоты, и в связи с этим применяют АФА с большим фокусным расстоянием (200, 350, 500 мм).

Фотопланы изготовляют методом оптического монтажа или ортофототрансформирования. Для полевой съемки рельефа с сечением 0,5 и I м высотное обоснование развивают ходами технического нивелирования, стремясь совместить высотные точки с опознанными на аэрофотоснимках контурами.

Съемка рельефа производится на фотопланах. Высоты характерных перегибов рельефа, урезов водотоков и каналов, а также ряда точек сооружений (головок рельсов и осей дорог, колодцев, отмопок строений и др.) определяют тригонометрическим нивелированием или горизонтальным лучом кипрегеля.

Изображенные на фотоплане ситуация, водотоки, овраги и другие элементы рельефа облегчают высотную съемку, позволяя часто определять высоты пикетов путем непосредственного измерения по фотоплану расстояний, а угла наклона — при наведении кипрегеля на основание контура.

На планах масштабов 1 : 500 и 1 : 1000 подписывают высоты всех пикетных точек. При расстояниях между горизонталями больше 2,5 см проводят полугоризонтالي.

Одновременно со съемкой рельефа инструментально наносят контуры местности и подземные коммуникации, не изобразившиеся на аэрофотоснимках, и производят дешифрирование ситуации (сплошное или как дополнение к камеральному). На застроенных территориях корректируют изображения оснований высоких сооружений, а также координируют углы капитальных зданий и сооружений, центры колодцев, стрелочных переводов и др., обмеряют габариты строений. При съемке водоемов определяют высоты уровня воды и глубины по поперечникам.

Наземная стереофотограмметрическая съемка. Для составления планов площадок и трасс в горной местности, а также при исполнительных съемках транспортных узлов, карьеров, надземных сооружений и других объектов применяют метод наземной стереофотограмметрии. При составлении проекта съемки на имеющейся карте наиболее крупного масштаба или фотоплане намечают места расположения базисов и контрольных точек, а также проектируют геодезическую сеть для их привязки.

Базисы выбирают на возвышенных местах, чтобы с них можно было заснять фототеодолитом всю территорию без мертвых пространств, разрывов, излишних перекрытий и получить на плане изображение наиболее удаленных предметов и контуров местности с требуемой точностью. По возможности базисы ориентируют параллельно общему направлению снимаемого участка, чтобы хорошо просматривались элементы рельефа и ситуации. Как правило, на каждом базисе предусматривают съемку с двух станций при нормальных и равноотклоненных на угол скоса φ осях. Смежные стереопары снимают с перекрытием 20—40 %.

Минимальная длина базиса фотографирования рассчитывается по формуле [38]

$$B_{\min} = \frac{Y_{\max}^2 m_p}{f_k m_T M t}, \quad (\text{III.47})$$

где Y_{\max} — максимальное отстояние от левой станции базиса до дальних точек снимаемого участка; m_{τ} — заданная средняя квадратическая ошибка в положении на плане масштаба $1:M$ контурной точки относительно ближайших пунктов геодезического обоснования (точность плана): для точек сооружений и контуров в равнинной местности m_{τ} принимают равной 0,4 мм, для контуров в горных районах — 0,7 мм; f_k — фокусное расстояние фотокамеры; m_p — средняя квадратическая ошибка измерения продольных параллаксов точек; t — коэффициент, зависящий от вида съемки,

$$t = \cos \varphi - \left| \frac{x_{\max}}{f_k} \sin \varphi \right|, \quad (\text{III.48})$$

где φ — угол скоса; x_{\max} — максимальное значение абсциссы в пределах рабочей части стереопары.

Для нормального вида съемки угол $\varphi=0$ и, следовательно, $t=1$. При равноотклоненной съемке на стандартный угол $\varphi=31^{\circ}30'$ и при $f_k=190$ мм и $x_{\max}=60$ мм коэффициент $t=0,7$.

Максимальное отстояние съемки, при котором обеспечивается заданная точность плана, может быть подсчитано по формуле

$$Y_{\max} = \frac{f_k m_{\tau} M t}{8 m_p} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{16 L m_p}{f_k m_{\tau} M t}} \right), \quad (\text{III.49})$$

где L — глубина обрабатываемого участка, остальные обозначения те же, что и в формуле (III.47).

Из формулы (III.49) следует, что с увеличением глубины обработки L отстояние Y_{\max} уменьшается. Наибольшая глубина L не может превышать величины, рассчитанной по формуле

$$L = \frac{f_k m_{\tau} M t}{16 m_p}. \quad (\text{III.50})$$

При этом значении L максимальная дальность

$$Y_{\max} = \frac{f_k m_{\tau} M t}{8 m_p}. \quad (\text{III.51})$$

Для плана $1:500$ при $f_k=190$ мм, $m_{\tau}=0,4$ мм, $m_p=0,01$ мм и нормальном виде съемки ($t=1$) по формуле (III.51) получим

$$Y_{\max} = \frac{190 \cdot 0,2}{8 \cdot 0,01} = 475 \text{ м};$$

при равноотклоненной съемке ($t=0,7$)

$$Y_{\max} = \frac{190 \cdot 0,2 \cdot 0,7}{8 \cdot 0,01} = 333 \text{ м}.$$

Глубина обработки L будет составлять половину найденных отстояний.

На основании проведенных расчетов и из опыта работ рекомендуются следующие максимальные дальности съемки:

| | |
|-----------------------------|-------------|
| для масштаба плана 1 : 500 | 350—500 м, |
| для масштаба плана 1 : 1000 | 650—1000 м |
| для масштаба плана 1 : 2000 | 1300—2000 м |

Согласно формулам (III.47) и (III.51) отношение

$$\frac{B_{\min}}{Y_{\max}} = \frac{f_k m_T M t}{8 m_p} \cdot \frac{m_p}{f_k m_T M t} = \frac{1}{8} \quad (\text{III.52})$$

при возможных пределах его колебания от $1/4$ до $1/20$.

При съемке железнодорожных станций, надземных трубопроводов и других сооружений, где требуется, чтобы ошибка в положении точек в натуре не превышала 5 см, максимальное отстояние не должно превышать 100 м, а длина базиса — составлять $\frac{Y_{\max}}{5}$.

Контрольные точки выбирают на дальнем плане: одну в центре и две по краям в зоне перекрытий соседних стереопар. В качестве контрольных точек стремятся использовать пункты геодезического обоснования и хорошо опознаваемые на снимках местные предметы и контуры.

Проект фототеодолитной съемки уточняют при рекогносцировке местности. Одновременно производят маркировку пунктов геодезического обоснования, контрольных точек, наиболее важных точек сооружений, устанавливая в равнинной местности над ними штыи или вежи с визирными целями и сооружая в горах небольшие туры из камня или окрашивая на скалах, столбах, сооружениях контрастные фигуры в виде крестов, треугольников, окружностей. Размеры маркировочных знаков должны быть такими, чтобы их изображение на фотоснимках было не менее 0,1—0,2 мм.

Геодезическая привязка базисов и контрольных точек производится различного вида засечками, построением сетей микротриангуляции и трилатерации, проложением полигонометрических (теодолитных) и нивелирных ходов. На каждом базисе определяют координаты и высоту левой фотостанции, длину и азимут базиса и превышение между станциями. Длину базиса измеряют методом короткобазисной полигонометрии по инварному железу со средней квадратической ошибкой $1/3000$ — $1/5000$.

Фотосъемка производится с левой и правой станций базиса при нормальной и равноотклоненной вправо и влево оптическим осям камеры при солнечной или слегка облачной погоде в направлении освещенности местности (солнце сзади), при этом стремятся, чтобы за время съемки с одного базиса освещенность изменялась мало.

Дешифрирование выполняют на контактных или увеличенных отпечатках, на которых уверенно опознаются и камерально дешифрируются промышленные и гражданские здания и сооружения, воздушные линии электропередач и связи, надземные трубопроводы, ограждения. При полевом дешифрировании выявляют и характеризуют водотоки, подземные коммуникации, дорожную сеть, горные выработки, угодия. Одновременно доснимают мертвые пространства и неизобразившиеся контуры и сооружения. В застроенной части съемку выполняют промерами по створам в сочетании с засечками и методом прямоугольных координат. В незастроенной части применяют мензурную или тахеометрическую съемку.

Планы местности с изображением рельефа составляют на универсальных приборах (стереоавтографе, стереометрографе). При съемке стационарных строений и путевого хозяйства, а также предприятий и других сооружений, где необходимы аналитические координаты точек, обработка стереопар ведется на высокоточном стереокомпараторе.

§ 24. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ СЪЕМКИ

А. Съемка застроенной территории

Методы съемки. На застроенных территориях, как правило, выполняется отдельно горизонтальная съемка ситуации в масштабах 1:500 или 1:1000 и высотная съемка рельефа. Горизонтальная съемка состоит из съемки фасадов и проездов и внутриквартальной съемки ситуации. Высотная съемка включает нивелирование проездов и территории кварталов.

Планы больших застроенных территорий в масштабах 1:2000 и 1:5000 по существу являются документами учетно-справочного характера и обычно составляются на основе съемок 1:500 и 1:1000.

Топографическая съемка заводских и городских территорий с капитальной застройкой производится аналитическим методом. При этом фасады зданий и ситуацию снимают со сторон теодолитного хода и створных линий способами прямоугольных и полярных координат и линейных засечек. Рельеф снимают нивелированием по поперечникам и квадратам.

При съемке поселков может быть применен графоаналитический метод, в котором координаты углов кварталов и капитальных сооружений определяют аналитически, а детали ситуации и рельеф местности снимают на мензуре.

На застроенных территориях, независимо от метода съемки, производят обмеры строений и определяют аналитические координаты углов капитальных зданий и главных точек сооружений, а также высоты головок рельсов и бровок дорожного полотна, отмосток зданий, лотков и др. На закруглениях трасс находят главные точки и основные элементы кривых.

Съемка проездов. Съемка проездов состоит из съемки фасадной линии, обмеров контуров зданий, определения координат углов кварталов и капитальных зданий, контрольных промеров расстояний между противоположными сторонами фасадов.

Съемка проездов производится с точек теодолитных ходов, проложенных по одной или двум сторонам улицы. В последнем случае съемочные ходы связываются на перекрестках поперечными ходами. Дополнительно для съемки могут быть проложены створные линии, опирающиеся концами на точки теодолитных ходов или на закордированные углы зданий.

При теодолитной съемке фасадов применяют главным образом способ прямоугольных координат (перпендикуляров). Вдоль линии хода (или створа) отмеряют с точностью $1/2000$ лентой или 50-метровой рулеткой расстояние (абсциссу) от начальной точки, укладывая мерный прибор в створе по теодолиту и фиксируя на местности пикетные точки через 40—60 м. Из снимаемых точек фасада опускают на линию хода перпендикуляры и по их основанию определяют по мерному прибору абсциссу, а по измеренному перпендикуляру — ординату точки. Короткие перпендикуляры (до 4 м для съемки масштаба 1:500 и 6 м — для масштаба 1:1000) строят на глаз. При более длинных ординатах применяют эккер, допуская для тех же масштабов длины соответственно 20 и 40 м. Если принять точность построения угла эккером m_{β} , то средняя квадратическая ошибка в абсциссе снимаемой точки будет

$$m_x = \frac{m_{\beta}}{\rho} l \quad (\text{III.53})$$

и при $m_{\beta} = 10'$, $l = 20$ м, $\rho = 3438'$ составит $m_x = 5,8$ см или в масштабе 1:500—0,11 мм, что соответствует графической точности плана.

С точек хода контуры фасада могут быть засняты линейными засечками в пределах длины мерного прибора. Как обычно, стремятся, чтобы угол засечки был не менее 30° . Для контроля делают третью линейную засечку.

Для определения координат углов кварталов и опорных зданий используют способ полярных координат. С точек теодолитного хода измеряют направления (с точностью 0,5—1') и расстояния (с точностью $1/2000$), при этом допускают длины линий до 120 м для съемки масштаба 1:500 и 180 м — для масштаба 1:1000.

Обмер фасадов производится рулеткой выше цокольной линии, при этом определяются с точностью до 1 см размеры всех архитектурных выступов, арок, проемов и др. Разность между положением на плане точек капитальных сооружений, нанесенных по данным съемки с линии теодолитного хода и по результатам фасадных обмеров, не должна превышать 0,2 мм,

т. е. необходимо, чтобы каждая из ошибок этих видов измерений не превышала графической точности плана.

Контрольные измерения выполняют рулеткой на перекрестках улиц по диагонали между закоординированными точками угловых зданий, а при длинных кварталах — выборочно по поперечникам между снятыми точками противоположных фасадов.

Результаты съемки и обмеров фасадов зданий и расстояний между ними заносят в абрис (рис. 38), который ведется в крупном масштабе на плотной бумаге. В абрисе указываются назначение и этажность здания, материал, номера зданий, название улиц и др.

Внутриквартальная съемка. После фасадной съемки производят внутриквартальную съемку с точек створных линий или съемочных ходов, опирающихся на основные теодолитные ходы по проездам. При необходимости прокладывают перпендикулярные створные линии или поперечники, концы которых привязывают к опорным зданиям фасадной линии. Методы съемки и точность измерений те же, что и при фасадной съемке; так же выполняют обмер зданий и ведут абрис.

При контрольных промерах расстояния, измеренные на плане, не должны отличаться от идентичных расстояний, измеренных в натуре, на величину

$$\Delta l = 0,4 \text{ мм } M,$$

где M — знаменатель масштаба плана.

Графоаналитический метод. При съемке поселков и населенных пунктов с небольшой капитальной застройкой может быть применен графоаналитический метод съемки. В этом методе при проложении теодолитных ходов одновременно полярным способом или засечками определяют координаты углов кварталов и имеющих опорных зданий. По координатам точки теодолитных ходов и опорных зданий, углы кварталов наносят на планшет и, опираясь на них, на мензугу выполняют съемку всей ситуации проездов и кварталов. Расстояния до пикетных

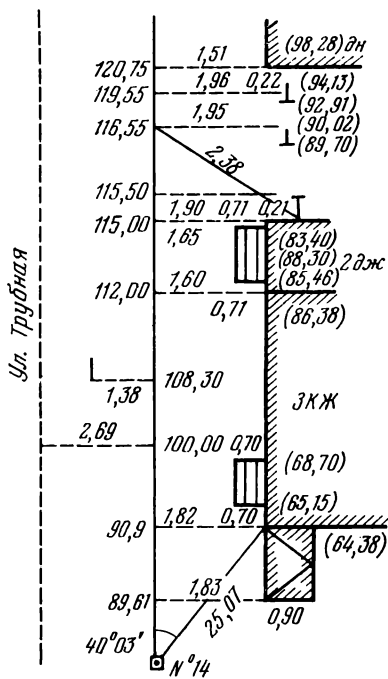


РИС. 38

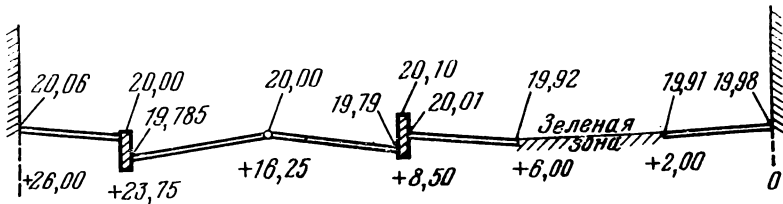


РИС. 39

точек определяют при помощи оптической дальномерной посадки. При необходимости внутри кварталов могут быть определены переходные точки с измерением до них расстояний лентой.

Высотная съемка. Съемка рельефа на застроенных территориях производится для составления продольных и поперечных профилей проездов и улиц, а также высотных планов территории, необходимых для разработки проекта вертикальной планировки, проектирования дорог, подземных коммуникаций, фундаментов зданий и других сооружений. Рельеф изображается на планах горизонталями и высотами (с округлением до 1 см). Через контуры строений горизонтали проводятся пунктиром. На плотно застроенной территории на планах масштаба 1:500 горизонтали могут не проводиться, а рельеф характеризоваться только высотами.

Высотная съемка застроенных территорий разделяется на нивелирование проездов и улиц и нивелирование кварталов и участков.

Нивелирование проездов состоит из разбивки пикетных точек по оси через 20—40 м и на переломах продольного профиля и построения в этих точках перпендикулярно к оси поперечных профилей и из нивелирования пикетов и их характерных точек. Разбивку пикетажа проезда удобно вести одновременно с фасадной съемкой и фиксировать в абрисе плановую привязку поперечных профилей к точкам ситуации. Если нивелирование проездов выполняется отдельно от съемки фасадов, то разбивка пикетажа и поперечников фиксируется на имеющемся плане или абрисе.

На поперечных профилях закрепляют и нивелируют характерные точки профиля: ось проезда, лотки, низ и верх бордюрного камня, границы тротуаров, газонов, отмосток зданий (рис. 39). При наличии на проездах кюветов отмечают и нивелируют их бровки и дно.

Высоты по проездам определяют техническим нивелированием по двусторонним рейкам, допуская расстояние от нивелира до реек до 150 м. Ходы привязывают к нивелирной основе. Запись нивелирования ведут в журнале, где отмечают значения пикетов, расстояние точек на поперечном профиле, отсчеты по

черной и красной сторонам рейки, при этом обращают внимание, чтобы нумерация пикетажа в журнале и в абрисе или на плане совпадала.

Одновременно нивелируют на проездах выходы подземных коммуникаций (кольца колодцев, решетки водостоков); входы, углы и цоколи капитальных зданий; головки рельсовых дорог, настилы мостов и путепроводов, основание и верх подпорных стенок, входы в туннельные переходы и др.

Нивелирование кварталов выполняется, как правило, после горизонтальной внутриквартальной съемки. Пользуясь планом этой съемки, намечают и фиксируют в натуре характерные точки рельефа (для масштабов плана 1:500 и 1:1000 примерно через 20 м), а также высотные точки у зданий и сооружений, выходов подземных коммуникаций и др.

Плановое положение высотных точек определяют от имеющейся съемочной сети или при необходимости от дополнительно разбитых поперечных профилей или квадратов, которые привязывают к створным линиям, съемочным ходам и к закоординированным точкам зданий и сооружений. При нивелировании на каждой станции дополнительно определяют отметки 2—3 контрольных точек, расположенных на твердом основании (люках колодцев, цоколях зданий, каменных ступеньках), которые нивелировались с соседних станций. Разница в высотах допускается до 20 мм. Пикетные точки, характеризующие рельеф местности, могут определяться по отсчетам одной стороны рейки.

При использовании графоаналитического метода высотная съемка застроенной территории может выполняться на мензуге одновременно с горизонтальной съемкой.

Б. Съемка незастроенной территории

Тахеометрическая съемка. Тахеометрическая съемка является наиболее распространенным методом топографической крупномасштабной съемки небольших площадок со сложным рельефом и вытянутых полос при изысканиях линейных сооружений. Обычно стремятся применять номограммные тахеометры, дающие возможность измерять до пикетных точек горизонтальное проложение и превышение.

Плотность съемочного обоснования на один планшет должна составлять при масштабе плана 1:500 не менее 10 точек, 1:1000 — 20 точек, 1:2000 — 50 точек; для местности с нечеткими контурами это число пунктов может быть уменьшено в 2 раза.

На незастроенной территории сгущение съемочных сетей производят тахеометрическими ходами. При съемке масштаба 1:500 линии в таких ходах измеряют лентой или оптическим дальномером.

Предельные невязки тахеометрического хода вычисляются по формулам:

а) угловая

$$\text{пред } f_{\beta} = I' \sqrt{n+1}, \quad (\text{III.54})$$

где n — число сторон хода;

б) линейная

$$\text{пред } f_s = \frac{[s]}{T \sqrt{n}}, \quad (\text{III.55})$$

где $[s]$ — общая длина хода, которая для масштаба съемки 1:1000 и 1:2000 не должна превышать соответственно 300 и 600 м при числе сторон n , равном 3 и 4; $1/T$ — относительная ошибка измерения линий хода, для тахеометра $1/T = 1/400$, для ленты или оптического дальномера $1/T = 1/1000$.

В резко пересеченной местности при сечении рельефа 1—2 м высоты тахеометрического хода могут определяться тригонометрическим нивелированием. В этом случае допустимая высотная невязка хода подсчитывается по формуле (III.40). Высоты точек хода вычисляются до 1 см.

В процессе съемки от пунктов съемочного обоснования могут быть определены тахеометром отдельные переходные точки с измерением в прямом и обратном направлениях расстояний и превышений.

В табл. 10 приведены максимальные расстояния, допускаемые при тахеометрической съемке ситуации и рельефа.

В равнинной местности превышения можно определить горизонтальным лучом, пользуясь тахеометром как нивелиром и устанавливая на вертикальном круге отсчет, равный месту нуля.

Результаты тахеометрической съемки заносят в полевой журнал. Одновременно ведут схематический чертеж (абрис), отражая в нем положение станции и пикетных точек, направления скатов, скелет рельефа, элементы ситуации.

Границы съемки с отдельных станций стремятся совместить с контурами ситуации, что позволяет избежать пропусков в съемке. Для контроля съемку с соседних станций выполняют с небольшим перекрытием, примерно равным допустимому расстоянию между пикетными точками.

Составленный план тахеометрической съемки тщательно проверяют в поле. По результатам сравнений контрольных измерений на местности и плане производят оценку точности съемки ситуации и рельефа.

Мензуральная съемка. Мензуральная съемка выполняется на больших участках незастроенных территорий главным образом в масштабах 1:1000 и 1:2000 с сечением рельефа 0,5 м (на всхолмленных участках 1 м). На застроенной территории мен-

Т А Б Л И Ц А 10

| Наименование расстояний, м | Масштабы съемки и сечение рельефа, м | | | |
|--|--------------------------------------|-----------|-----------|---------|
| | 1 : 500 | 1 : 1000 | 1 : 2000 | |
| | $h = 0,5$ | $h = 0,5$ | $h = 0,5$ | $h = 1$ |
| Расстояние от тахеометра до пикетных точек рельефа | 100 | 150 | 200 | 250 |
| То же, до четких контуров | 60 | 80 | 100 | 100 |
| То же, до нетвердых контуров | 80 | 100 | 150 | 150 |
| Наибольшее расстояние между пикетными точками | 15 | 20 | 40 | 60 |

зульная съемка может производиться в сочетании с теодолитной (графоаналитическим методом).

Съемочная сеть создается аналитическими методами и может сгущаться проложением небольших мензульных ходов и построением переходных точек. Длина мензульного хода для съемки масштаба 1 : 1000 допускается 250 м с тремя сторонами, для масштаба 1 : 2000 — 500 м с пятью сторонами, для масштаба 1 : 500 — до 200 м с двумя сторонами, измеренными лентой.

Линейную невязку мензульного хода можно подсчитать по формуле (III.55), приняв в ней относительную ошибку $1/T$ измерения расстояний на мензуде равной $1/300$. Высотная невязка подсчитывается по формуле (III.40) тригонометрического нивелирования.

Так как предельная невязка на плане масштаба 1 : M не должна превышать для съемочных ходов точности $1/T$ величину 0,8 мм, то для общей длины хода $[s]$ должно соблюдаться равенство

$$0,8 \text{ мм } M = \frac{[s]}{T}, \quad (\text{III.56})$$

отсюда допустимая длина хода

$$[s] = 0,8 \text{ мм } MT. \quad (\text{III.57})$$

Подсчитанные по этой формуле длины ходов в зависимости от масштаба плана и точности измерений примерно соответствуют величинам, рекомендованным Инструкцией.

При мензульной съемке план составляют в поле, согласуясь с местностью, поэтому плотность пунктов съемочного обоснования в этом методе может быть на 20—30 % меньше, чем при тахеометрической съемке, например на планшете масштаба 1 : 1000 достаточно иметь 16 точек. Максимальное расстояние до пикетных точек при съемке ситуации и рельефа такое же, как в тахеометрии (см. табл. 10). Взаимное расстояние между

пикетными точками увеличивают и допускают до 20 м (на планах 1:500), 30 м (на планах 1:1000) и 50 м (на планах 1:2000).

Мензульная крупномасштабная съемка требует тщательного центрирования планшета при помощи вилки. Ошибка центрирования не должна превышать 5 см для планов 1:500 и 1:1000 и 10 см для планов 1:2000.

При съемке ситуации ошибка спрямления контуров не должна превышать на плане 0,4 мм. Замкнутый контур проверяют визируванием на начальную точку. Кроме высотных пикетов, необходимых для изображения рельефа, определяют отметки оснований всех сооружений, инженерно-геологических выработок, уровней водотоков и водоемов.

При сечении рельефа 0,5 м отметки пикетов вычисляют и подписывают до 0,01 м. В равнинной местности целесообразно определять отметки горизонтальным лучом кипрегеля или нивелиром, установленным рядом с мензулой.

Для планов масштаба 1:500 и 1:1000, на которых изображены все снятые пикетные точки, кальки высот и контуров не составляют. При съемке в масштабе 1:2000 необходимо составлять кальку высот и контуров или, если рельеф несложный и мало контуров, одну кальку.

Переходные точки определяют на мензуле прямыми и обратными засечками, используя пункты геодезического обоснования, или полярным способом.

Нивелирование поверхности. На равнинных площадках сооружений, требующих повышенной точности изображения рельефа, съемку топографических планов выполняют нивелированием поверхности по квадратам: 20×20 м (масштаб 1:500), 30×30 м (масштаб 1:1000) и 40×40 м (масштаб 1:2000). Съёмочное обоснование в этом методе строят в виде сетки основных квадратов со сторонами 200 или 400 м, вершины которых закрепляют знаками реперного типа.

По сторонам квадратов прокладывают теодолитные и нивелирные ходы, опирающиеся на геодезические пункты более высокого класса, и определяют координаты и высоты закрепленных вершин квадратов. Затем в каждом основном квадрате путем линейных промеров по сторонам и створам разбивают детальную (пикетажную) сетку с требуемыми длинами сторон, закрепляя их кольями. Одновременно ведут съемку ситуации способами полярных и прямоугольных координат или засечек и результаты заносят в абрис.

Нивелирование пикетажной сетки производят по возможности с одной установки прибора в середине каждого квадрата 200×200 м. Горизонт нивелира определяют по высотам реперов, установленных в вершинах квадрата. По данным абриса и результатам нивелирования составляют план площадки и проверяют его в натуре.

§ 25. МЕТОДЫ СЪЕМКИ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Виды подземных коммуникаций. Современные промышленные и гражданские сооружения характеризуются большой сетью подземных коммуникаций, число которых вдоль отдельных проездов доходит до нескольких десятков. Для технической инвентаризации коммуникаций при их эксплуатации, решения проектных задач при реконструкции и расширении сооружения необходимо иметь точные и полные планы подземного хозяйства с отражением в них всех имевших место изменений и дополнений.

С точки зрения геодезических измерений все подземные коммуникации можно разделить на три вида.

1. *Самотечные трубопроводы*, отводящие загрязненные сточные воды к очистным сооружениям (промышленная и бытовая канализация) и атмосферные воды в водоемы (ливневая канализация) и построенные из неметаллических труб: железобетонных при диаметре труб 600 мм и выше и асбестоцементных, керамиковых при малых диаметрах. В канализации в местах присоединения труб, поворотов трассы, перемены диаметров и уклонов устраивают колодцы (камеры). На прямых участках канализационных коллекторов колодцы строят через 50—100 м. Переходы коллектора через реки и каналы осуществляют при помощи напорного подводного дюкера.

К самотечным трубопроводам относится также дренаж, который строят для понижения уровня грунтовых вод из небольших (0,3—0,5 м) асбестоцементных, гончарных и других труб диаметром 150—200 мм. Грунтовые воды поступают в дренажные трубы через миллиметровые стыки труб или мелкие отверстия в стенках и отводятся в общий коллектор.

При укладке самотечных трубопроводов строго соблюдают проектные уклоны, минимальная величина которых для труб диаметром 200 мм составляет 0,005, диаметром 600—1000 мм — 0,003—0,001 и для диаметра 1250 мм и более — 0,0005. Лотки труб в подходах к коллектору от зданий и дождеприемных колодцев обычно располагают по уклону на глубине промерзания. Сами же коллекторы на больших площадках, несмотря на очень маленькие уклоны их лотков, чтобы обеспечить сток, приходится укладывать на значительную глубину (3—5 м и более).

2. *Напорные трубопроводы*, транспортирующие под давлением жидкостные и газовые продукты и состоящие в основном из стальных труб (водопровод, теплофикация, газопровод и др.).

Водопровод различают по назначению: хозяйственно-питьевой, противопожарный, промышленный. В колодцах, расположенных примерно через 100 м, устраивают задвижки для выключения подачи воды и пожарные гидранты; в пониженных местах строят выпуски для возможного слива воды в случае

аварии. Линия водопровода укладывается ниже глубины промерзания с уклоном около 0,001.

Тепловые сети применяют для отопления и горячего водоснабжения и укладывают бесканальными в теплоизоляции и в каналах или подземных туннелях с уклоном 0,002—0,003. В сетях через 150—200 м устраивают П-образные температурные компенсаторы. Сети заглубляют на 0,5—0,7 м ниже поверхности земли. Переходы через реки и дороги делают в виде надземных эстакад.

Газопроводы разделяются на линии высокого, среднего и низкого давления и закладываются на глубину от поверхности земли до верха трубы 0,7 м. На газопроводах устраивают колодцы с задвижками и коверы — контрольные трубки для выявления утечки газа, выведенные на поверхность земли и покрытые металлическими крышками, конденсационные горшки для сбора и удаления конденсированной воды, в связи с чем трубопроводу придается определенный уклон, температурные компенсаторы. На промышленных площадках, кроме газопроводов, прокладывается большая сеть специализированных технологических трубопроводов, часто идущих параллельно многими нитками.

3. Кабельные сети разделяются на силовые кабели высокого и низкого напряжения, используемые для электротранспорта и освещения, и на слаботочные линии для телефонной и телеграфной связи, радиовещания, сигнализации. Кабели прокладывают в блоках из бетонных, асбестоцементных и других труб или непосредственно по дну траншеи (в песок), прикрывая их сверху рядом кирпича. Глубина закладки кабеля 0,7—1 м, а силовых кабелей напряжения 110 кВ и более — 1,5—1,8 м.

Иногда подземные сети размещают в общих подземных туннелях, построенных из сборных железобетонных элементов. В одной или двух секциях туннеля укладывают водопровод, теплофикацию, кабели силовые и связи. При размещении в туннеле самотечных трубопроводов он должен строиться с соответствующим уклоном, а для укладки газопровода — быть оборудованным вентиляцией.

Подземные коммуникации, как правило, проектируют не ближе 2—3 м от фундаментов зданий и сооружений (кабели могут быть расположены в 0,5 м). Минимальное расстояние в свету между коммуникациями в зависимости от их вида может составлять 0,5—1 м. Только для газопровода высокого давления это расстояние должно быть не менее 4—5 м.

Требования к точности съемки. Точность плановой съемки всех видов коммуникаций примерно одинакова. На застроенных территориях средняя квадратическая ошибка в положении отдельных линий между собой и по отношению к фундаментам сооружений допускается 0,10—0,15 м. На незастроенной терри-

тории и подходах с редкой сетью коммуникаций эта ошибка может доходить до 0,5 м.

Точность высотной съемки коммуникаций зависит от требований к соблюдению проектных отметок и уклонов. Для самотечных трубопроводов ошибку в отметках лотков соседних колодцев допускают не более 5—10 мм, а отклонение от проектных уклонов — до 10—20 % от величины самого уклона, равного для труб больших диаметров 0,001—0,0005. Поэтому здесь высоты определяют геометрическим нивелированием. В напорных трубопроводах уклоны выдерживаются с меньшей точностью и возможно применение тригонометрического нивелирования. На кабельных линиях глубина заложения определяется простым промером от поверхности земли.

На промышленных и городских территориях подземные сети снимают в масштабе 1 : 500, в особенно сложных местах планы составляют в масштабе 1 : 200.

Методы съемки. Самым простым и в то же время самым точным и достоверным методом является исполнительная съемка уложенных подземных коммуникаций в насыпанных траншеях, т. е. в процессе их строительства. В плане узловые колодцы, вершины углов поворота, вводы коммуникации и другие точки привязывают к пунктам геодезического обоснования или к осям сооружений. По высоте трубопровод нивелируют.

На территориях, где не производилась вертикальная планировка (подходы к строительным площадкам, участки нефтегазопромыслов и др.), хорошие результаты по выявлению давно уложенных подземных сетей может дать крупномасштабная аэрофотосъемка. Предварительно в натуре маркируют все обнаруженные колодцы и выходы сетей. Изучая аэрофотоснимки под стереоскопом, прослеживают линии отдельных коммуникаций. Демаскирующими признаками при этом служат впадины или насыпи грунта вдоль траншей, отличие тона грунта засыпанной траншеи от окружающей среды, отличие растительности на траншее и местности и др.

Для составления планов подземных коммуникаций на заводских и городских территориях, где отсутствует исполнительная документация, приходится прибегать к методу шурфования, т. е. к рытью глубоких поперечных траншей на некотором расстоянии одна от другой. Проект шурфов составляют с учетом обнаруженных выходов на поверхность подземных сетей и имеющейся документации и располагают их с таким расчетом, чтобы можно было с достаточной достоверностью выявить все коммуникации. Шурфы (траншеи) разбивают в натуре и осторожно роют их, обнажая трубопроводы и кабели. Стремятся определить повороты линий, вводы в здания, отводы и дать им характеристику. При глубине заложения более 1 м положение коммуникации на поверхности фиксируют при помощи отвеса для последующей привязки к пунктам съемочной сети или

к сооружениям. Плановая привязка производится линейными промерами между зафиксированными на поверхности точками по створам, положение которых известно. Высотная привязка выполняется нивелированием.

Метод шурфования весьма дорогостоящий. Однако он не гарантирует определение подземных коммуникаций от пропусков и ошибок.

В последние годы широко используют для выявления подземных коммуникаций специальные индуктивные приборы — трубо- и кабеленискатели. Эти приборы состоят из трех основных узлов: генератора звуковой частоты, приемного устройства с поисковым контуром (антенной) и индикаторной частью (головными телефонами), источника питания и рассчитаны на определение планового положения и глубины залегания металлических трубопроводов и кабельных линий.

§ 26. ИНДУКТИВНЫЙ МЕТОД ПОИСКА ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Теоретические основы метода. В основе индуктивного метода поиска подземных коммуникаций лежит принцип электромагнитной индукции. При помощи задающего генератора, подключенного к отыскиваемой токопроводящей коммуникации, вокруг нее искусственно создается переменное электромагнитное поле звуковой частоты. Магнитная составляющая этого поля будет индуцировать во внесенном в поле замкнутом контуре переменный ток той же частоты. Так как напряженность магнитного поля изменяется в плоскости, перпендикулярной к направлению токопроводящей коммуникации, то, перемещая в этой плоскости приемное устройство (антенну), наблюдатель по изменению индукционного тока (звукового сигнала в телефонах) может судить о местоположении коммуникации.

Напряженность магнитного поля прямолинейного цилиндрического проводника, помещенного в однородной непроводящей среде, согласно закону Био—Савара изменяется по гиперболической кривой

$$H = 2 \frac{I}{r}, \quad (\text{III.58})$$

где H — вектор магнитной напряженности; I — сила тока, протекающего в проводнике (коммуникации); r — радиус-вектор, в нашем случае расстояние от оси коммуникации до точки наблюдения на дневной поверхности в плоскости, перпендикулярной к направлению трассы (рис. 40). Векторы H и r в любой точке поля взаимно нормальны.

Примем за начало координат точку на оси коммуникации, ось z направим вертикально вверх, а ось абсцисс x — горизонтально в плоскости поперечного сечения. Тогда для некоторой

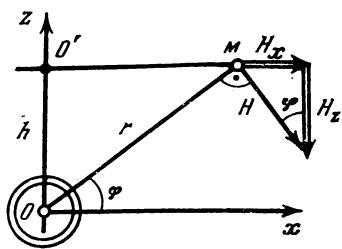


РИС. 40

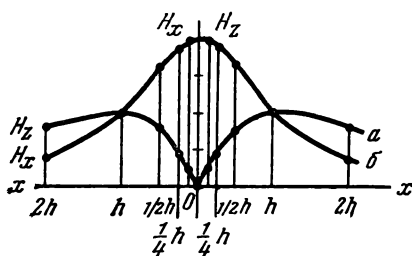


РИС. 41

текущей точки M местности вертикальная H_z и горизонтальная H_x составляющие вектора магнитной напряженности согласно рис. 40 будут

$$H_z = H \cos \varphi,$$

$$H_x = H \sin \varphi.$$

Так как $\cos \varphi = \frac{x}{r}$ и $\sin \varphi = \frac{h}{r}$, то с учетом (III.58) получим

$$H_z = \frac{2Ix}{r^2}$$

и

$$H_x = \frac{2Ih}{r^2}.$$

Заменяв r^2 через $h^2 + x^2$, имеем

$$H_z = \frac{2Ix}{h^2 + x^2} \quad (\text{III.59})$$

и

$$H_x = \frac{2Ih}{h^2 + x^2}. \quad (\text{III.60})$$

Из формулы (III.59) видно, что при $x=0$ вертикальная составляющая $H_z=0$, т. е. в створе оси коммуникации составляющая H_z имеет минимум.

Для нахождения максимума H_z возьмем первую производную функции (III.59) по аргументу x и приравняем ее нулю

$$\frac{\partial H_z}{\partial x} = \frac{2I(h^2 + x^2) - 2Ix \cdot 2x}{(h^2 + x^2)^2} = 0,$$

откуда получим

$$x^2 = h^2,$$

т. е. максимум H_z будет в точках поперечника по обе стороны от оси, где $\pm x = h$ ($\varphi = 45^\circ$); при этом

$$H_{z(x=h)} = \frac{I}{h} = \text{max}. \quad (\text{III.61})$$

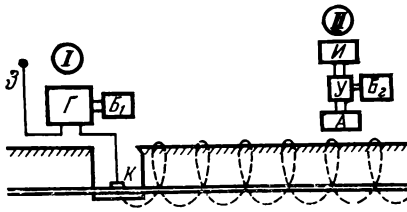


рис. 42

Это очень важное положение. Оно показывает, что, определив экстремальные точки поперечника, где $x=h$, и измерив величину абсциссы, мы тем самым определим глубину залегания коммуникации.

При увеличении по абсолютной величине абсциссы x вертикальная составляющая H_z будет постепенно уменьшаться (рис. 41, кривая a).

Из формулы (III.60) видно, что горизонтальная составляющая магнитной напряженности H_x при $x=0$ будет иметь максимум

$$H_{x(x=0)} = \frac{2I}{h} = \text{max.} \quad (\text{III.62})$$

В точках, где $x=h$, величина H_x уменьшается в 2 раза. При увеличении по абсолютной величине абсциссы x величина H_x асимптотически уменьшается.

Таким образом, определенно ориентируя антенну приемного устройства, можно добиться такого положения, когда в ней будет индуцироваться ток, зависящий только от вертикальной или только от горизонтальной составляющей магнитного поля, что дает возможность работать на минимуме или максимуме индукционного тока (звучания).

При минимуме звучания индуцируется ток, наведенный только вертикальной составляющей, вектор которой направлен нормально к плоскости витков катушки индуктивности. Вектор горизонтальной составляющей магнитного поля в этом случае параллелен плоскости витков и не проявляется в токе индукции. Повернув антенну на 90° , получим максимум звучания: индукционный ток будет полностью зависеть от горизонтальной составляющей (рис. 41, кривая b).

Изменение горизонтальной составляющей магнитной напряженности над осью коммуникации происходит сравнительно плавно. Наоборот, вертикальная составляющая в этой области изменяется достаточно резко. Поэтому при одинаковой скорости перемещения антенны в плоскости ozx чувствительность способа «минимума» будет гораздо выше, чем «максимума», особенно при глубине залегания коммуникации больше 1 м.

Индуктивные приборы поиска (трубокабелеискатели). Все применяемые приборы поиска подземных коммуникаций построены на одном и том же принципе и различаются лишь схемами и техническими характеристиками. Они состоят из двух блоков: передающего I и приемного II (рис. 42). Передающий блок включает генератор Г с управляющим устройством, пита-

ние (батарей) B_1 , провода заземления Z и подключения к коммуникации (контакта) K . Генератор служит для создания переменного электромагнитного поля звуковой частоты и снабжается модулятором.

Приемное устройство (поисковый контур) состоит из магнитной антенны A , каскада усиления $У$ с источником питания B_2 , индикаторной части (головных телефонов) $И$. При перемещении антенны в магнитном поле токопроводящей коммуникации в ней возбуждается индукционный ток, который усиливается и подается в головные телефоны. Для ослабления влияния индукционных токов с частотой, отличающейся от модулируемой генератором (обычно 1000 Гц), усилительное устройство имеет помехозащитные фильтры. Кроме звуковой индикации, некоторые приборы имеют визуальную индикацию (миллиамперметр).

Магнитная антенна представляет собой катушку индуктивности на ферритовом стержне, имеет длину 0,2 м и укреплена на метровой ручке под прямым углом или под углом 45° .

Трубокабеленскатели по своим техническим характеристикам разделяются на три класса.

Приборы I класса имеют мощность генератора на выходе 35—50 Вт, коэффициент усиления поискового контура не менее 10 000, снабжены помехозащитным фильтром. В благоприятных условиях дальность прослушивания коммуникации без переключения генератора составляет около 2 км. К приборам I класса относят ВТР-IVM, ВТР-V, ТПК-I.

Приборы II класса имеют мощность генератора на выходе до 20 Вт, коэффициент усиления — 2000. В благоприятных условиях длина участка прослушивания приборами этого класса составляет около 1 км. К приборам II класса относят ВТР-IV, ИПК-2, ТКИ-2.

Приборы III класса применяются для обнаружения кабельных линий (ИП-7, ГКИ). Они имеют небольшую мощность (до 2 Вт) и небольшой коэффициент усиления (1000). В благоприятных условиях дальность прослушивания может быть до 0,5 км.

Из всех этих приборов наиболее уверенный поиск подземных коммуникаций обеспечивают ВТР-V и ИПК-2.

В табл. 11 приведены технические характеристики основных отечественных индуктивных приборов поиска коммуникаций. Существующие приборы имеют одну фиксированную частоту. В настоящее время ведутся разработки приборов с двумя (1000, 10 000 Гц) и более частотами генератора, что значительно может повысить точность и эксплуатационные качества приборов.

Способы поиска подземных коммуникаций. Определение положения подземных коммуникаций при помощи индуктивных приборов может быть выполнено контактным и бесконтактным способами.

Т А Б Л И Ц А II

| Характеристика | Тип прибора | | | | |
|-----------------------------------|------------------------------|--|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------|
| | ВТР-IVМ | ВТР-V | ТПК-1 | ИПК-2 | ИП-7 |
| Класс прибора | I | I | I | II | III |
| Мощность генератора на выходе, Вт | 50 | 50 | 35 | 6 | 2 |
| Частота генерации, Гц | 2000 | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 |
| Тип антенны | Ферритовая под 90° Фильтр | Ферритовая под 90° Полосовой фильтр | Ферритовая под 45° Экран антенны | Ферритовая под 90° Двойной фильтр | Ферритовая под 90° — |
| Средства ослабления помех | Звуковая, визуальная | Звуковая, визуальная | Звуковая | Звуковая, визуальная | Звуковая |
| Индикация | 26 | 26 | 14 | 6 | 5 |
| Масса комплекта, кг | | | | | |

Контактный способ является более точным. В этом способе генератор подключается непосредственно к искомым коммуникациям и создает вокруг нее электромагнитное поле. Исходным местом для подключения выбирают колодец, ковер, вводы сетей в здании. Установив вблизи генератора, его заземляют на расстоянии 8—10 м по направлению, перпендикулярному к предполагаемому поиску. В стесненных условиях заземление может быть установлено вдоль коммуникации, но в сторону, противоположную направлению поиска, или в ближайший колодец с незабетонированным дном. При этом следят, чтобы заземлитель не имел непосредственного контакта (гальванической связи) с искомыми коммуникациями.

Присоединение генератора к трубопроводу или к экранирующей оболочке (броне) обесточенного кабеля производится при помощи провода с магнитным контактом или специального зажима. Подключив генератор к источнику питания и выбрав оптимальное выходное напряжение, переходят на импульсный режим работы и при помощи приемного устройства начинают последовательный поиск оси подземной коммуникации, прослушивая в телефоны тон генератора сначала в режиме «максимума», а затем для уточнения ее положения в режиме «минимума» звучания.

В режиме «максимум» ось антенны располагают перпендикулярно к предполагаемой

Оси коммуникации и плавно перемещают ее в поперечном к трассе направлении до наибольшего по громкости звучания сигнала (при визуальной индикации — до наибольшего отклонения от нулевого положения стрелки миллиамперметра). Это и будет проекция в вертикальной плоскости (створ) оси коммуникации на дневную поверхность (рис. 43, а). Повторив операцию при движении антенны в противоположной части поперечника, получают на местности вторую точку; расстояние между точками может быть значительное (до 1 м и более).

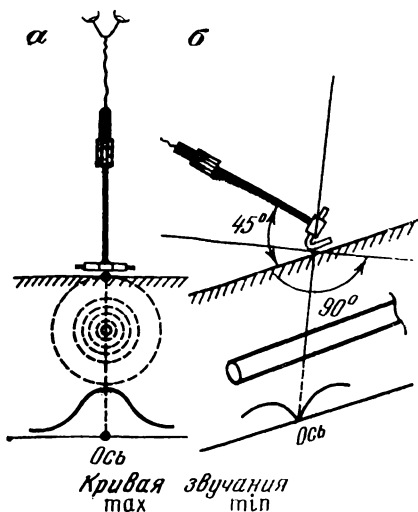


РИС. 43

Положение точки уточняют по режиму «минимума» звучания. Для этого на антенну приемного устройства приборов ВТР-V и ИПК-2 надевают угловую насадку и располагают антенну таким образом, чтобы насадка была параллельна местности и продольная ось антенны в створе трассы составляла с местностью угол 45° (рис. 43, б). В приборе ТПК-1 для режима «минимум» антенну удерживают в вертикальном положении. Перемещая приемное устройство, как и ранее, в поперечном направлении, добиваются полного отсутствия звуковых сигналов или наименьшего их звучания. Найденную точку фиксируют на местности. Из двух точек, полученных в режиме «минимума» при движении антенны вправо и влево от створа, расстояние между которыми обычно не превышает 0,2—0,3 м, берут среднюю для геодезической привязки.

Если внешние помехи мешают уверенному приему звуковых сигналов генератора, то включают фильтр, снижающий уровень помех. Дальность уверенного прослушивания сигналов зависит от мощности генератора, токопроводимости коммуникации, влажности грунтов, отводов и идущих рядом других коммуникаций, интенсивности помех и др. Согласно исследованию канд. техн. наук С. А. Алейникова [36] главным из этих факторов являются помехи, вызванные посторонними источниками переменного тока.

Благоприятными условиями, при которых с одной постановки генератора уверенное прослушивание коммуникации может достигать до 1 км и более, являются следующие:

смежные токопроводящие коммуникации находятся от отыскиваемой на расстоянии 5 м и более;

отыскиваемая коммуникация не имеет ответвлений труб равного или большего диаметра;

отыскиваемая коммуникация не имеет гальванической связи со смежными (через металлические конструкции в зданиях и сооружениях);

уровень помех («шумы») значительно меньше уровня полезного сигнала.

В местах разветвления коммуникаций на расстоянии 1—2 м принимаемый сигнал значительно ослабляется, но после прохождения этого места вновь восстанавливается. Отвод дополнительно прослушивают по новому направлению. Однако если отвод сделан из труб намного меньшего диаметра, чем основная линия, к которой подключен генератор, то этот отвод может не прослушиваться и для его определения необходимо подключение к нему генератора. Место отвода находится как пересечение зафиксированных отрезков основной и ответвляемой трасс.

При высоком уровне помех для отыскания углов поворота и отводов применяют способ шлейфа, в котором генератор подключается непосредственно к двум точкам коммуникации при помощи длинного соединительного провода («шлейфа»), как показано на рис. 44. Для устранения помех, вызванных магнитным полем самого шлейфа, соединительный провод относят от отыскиваемой трассы на расстояние не менее 10 м. В этом способе генератор, соединительный провод и отыскиваемая коммуникация образуют замкнутую электрическую цепь, внутри которой при ее длине до 300 м трубопровод определяется с достаточной точностью.

Если подключение генератора к трубопроводам или кабелям невозможно или нежелательно, то применяют бесконтактный способ задающего контура, в котором путем заземления в двух (и более) точках работающего генератора создается вокруг коммуникации электромагнитное поле, «отраженная величина» которого используется для поиска коммуникации. Оптимальной является схема, когда генератор и один из заземлителей устанавливают около трассы, а другой заземлитель относят на 10—15 м в сторону (рис. 45, а).

В стесненных условиях можно установить заземлители вдоль коммуникации со стороны, где вблизи отсутствуют другие токопроводящие подземные сети (рис. 45, б). При этом возмущающее влияние соседней коммуникации CD , расположенной по другую сторону от задающего контура, будет наименьшим, когда длина последнего примерно в 2 раза больше расстояния s . Аналогичный эффект можно получить и при поперечном размещении контура при условии, что его длина равна s . В обоих случаях желательно, чтобы расстояние s было меньше 5 м, а длина контура не превышала 20 м.

Дальность прослушивания бесконтактного метода в 2—4 раза меньше, чем контактного. Этот способ менее точен и при-

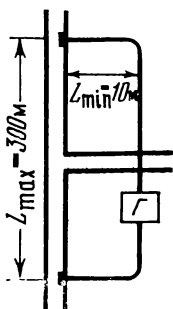


РИС. 44

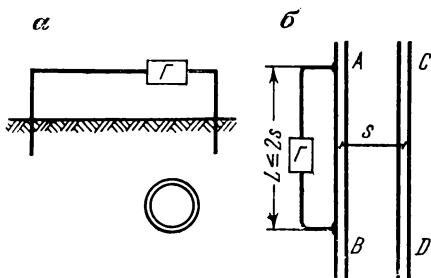


РИС. 45

меняется главным образом для выявления приближенного положения коммуникаций с последующим их уточнением.

На застроенных территориях, где много блуждающих токов, находящиеся в зоне их действия металлические трубопроводы неглубокого залегания создают вокруг себя магнитное поле с промышленной частотой 50 Гц и могут быть обнаружены одним приемным устройством (без включения генератора). Этим же способом, названным способом наведенных токов, могут быть найдены действующие электрические кабели. Однако следует иметь в виду, что в этом способе через поисковый контур воспринимается общая напряженность магнитного поля от токонесущих коммуникаций и блуждающих токов. Поэтому при наличии в месте поиска нескольких коммуникаций можно определить только примерную полосу их прохождения. Положение отдельных коммуникаций уточняется по колодцам, вводам в здания и другим видимым признакам и применением более надежных способов поиска.

Определение глубины залегания коммуникаций. Как отмечалось при теоретическом анализе, индуктивный метод позволяет определить глубину залегания токопроводящей коммуникации. Для этого, зафиксировав на местности уточненное положение оси коммуникации при режиме «минимум» прибором ВТР-V или ИПК-2, поворачивают приемное устройство в горизонтальной плоскости на 90° , т. е. располагают ось антенны под углом 45° к местности в поперечной к трассе плоскости*, и плавно перемещают его в этой плоскости, прислушиваясь к затуханию сигналов в телефонах. На местности фиксируют точку, в которой звук затухает полностью или слышно его минимальное звучание. Расстояние от этой точки до точки, закрепляющей ось коммуникации, и будет равно глубине залегания последней (рис. 46).

* При использовании прибора ТПК-1 ручку приемного устройства устанавливают отвесно, наклоняя антенну на угол 45° к местности в противоположную от коммуникации сторону.

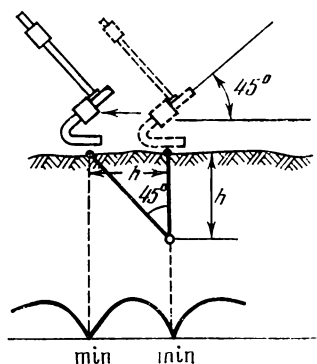


РИС. 46

Для контроля и повышения точности такое же определение глубины производят с другой стороны поперечника и из двух значений берут среднее. Такие определения выполняют на ровном в поперечном направлении участке местности, чтобы можно было пренебречь при измерениях расстояния поправкой за наклон. Антенну стремятся располагать как можно ближе к поверхности земли, не касаясь ее.

Если вблизи наблюдаемой коммуникации лежат токопроводящие подземные сети, то могут возникать помехи, искажающие результаты измерений.

В этом случае глубину следует определять дважды с той стороны поперечника, где эти сети находятся дальше.

Точность индуктивного метода. Основными источниками ошибок индуктивного метода являются разрешающая способность прибора поиска, установка в заданное положение антенны приемного устройства, влияние внешних помех.

Разрешающая способность прибора определяется главным образом его чувствительностью, т. е. минимальным значением перемены напряженности индукционного магнитного поля в приемном устройстве, которую наблюдатель еще может различать как изменение звучания сигналов. Зафиксированная на местности полоса чувствительности прибора и является его разрешающей способностью — приборной точностью, величина которой зависит от параметра прибора, глубины залегания коммуникации, а также остроты слуха наблюдателя и может составлять в плане до 5 см, по высоте около 10 см (при глубине до 3 м).

Установка антенны в заданное положение при поиске коммуникации (в отвесное положение или на угол 45° относительно местности) производится на глаз, в результате чего допускается отклонение в среднем около 1° . Это вносит ошибку в определение планового положения коммуникации

$$m_x = \frac{1^\circ}{\rho^\circ} h$$

и по высоте (глубине)

$$m_h = \frac{1^\circ}{\rho^\circ} \frac{h}{\cos^2 45^\circ} = 2h \frac{1^\circ}{\rho^\circ},$$

что при $h=3$ м составляет соответственно 5 и 10 см.

Внешние помехи, создаваемые посторонними источниками переменного тока, оказывают сильное влияние на наблю-

даемое магнитное поле. При поисках одиночных коммуникаций блуждающие токи приводят к неблагоприятным условиям слышимости сигналов, в результате чего затрудняется определение минимума звучания и понижается разрушающая способность приемного устройства. В этих условиях резко уменьшается дальность уверенного прослушивания сигналов и приходится часто переставлять по трассе генератор.

Более сложное явление наблюдается, когда рядом с определяемой коммуникацией находятся другие токопроводящие подземные сети, создающие свое магнитное поле. В результате сложения этих полей вектор магнитной напряженности смещается, и наблюдатель фиксирует на местности максимумы и минимумы этого суммарного поля, не соответствующие створу искомой коммуникации («ложные экстремумы»). Особенно большое искажение поля наблюдается, если расстояние между коммуникациями меньше глубины их залегания. Даже контактный способ не дает уверенных результатов, так как не исключена возможность наведения электромагнитного поля, создаваемого генератором, на идущую рядом коммуникацию. Более надежные результаты могли бы дать наблюдения на разных частотах, т. е. применение многочастотных генераторов.

Значительное влияние на точность поиска подземных коммуникаций оказывает влажность грунта. При большой влажности происходит ослабление магнитного поля и, следовательно, понижение точности поиска коммуникаций.

Из анализа ошибок индуктивного метода и экспериментальных исследований установлено, что точность этого метода главным образом зависит от глубины залегания коммуникаций h и в зоне уверенного прослушивания сигналов может быть выражена следующими средними квадратическими ошибками [36]:

а) в плане

$$m_{пл(см)} = 7,5h \text{ (м);} \quad (III.63)$$

б) по высоте

$$m_h(см) = 13h \text{ (м).} \quad (III.64)$$

Большинство токопроводящих коммуникаций заглубляется до 2 м, и, следовательно, при использовании индуктивного метода они могут быть определены в благоприятных условиях с ошибками $m_{пл} = 15$ см и $m_h = 26$ см.

§ 27. ТЕХНОЛОГИЯ РАБОТ ПРИ СЪЕМКЕ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Съемка подземных коммуникаций, включает следующие виды работ: подготовительные работы; рекогносцировку сетей на местности и обследование колодцев и выходов; определение индуктивным методом планового положения и глубины подзем-

ной коммуникации; контрольные промеры и определение немагнитных трубопроводов методом шурфования; развитие планового и высотного геодезического обоснования; привязку (съемку) подземных коммуникаций; составление планов и профилей коммуникаций.

Подготовительные работы. Для успешного применения электронных приборов поиска на промышленных и городских территориях требуется определенный навык в работе с приборами и проведение больших подготовительных работ. До начала полевых наблюдений собирают и анализируют имеющуюся на площадке техническую документацию: проектные планы и профили сетей, материалы разбивочных работ и исполнительных съемок строительного периода, документы технической инвентаризации коммуникаций и обмеров колодцев, общие и детальные схемы сетей эксплуатационных служб, крупномасштабные планы территории и др. На основании этих материалов составляют схематический план подземных сетей и детальные схемы отдельных коммуникаций. Также собирают сведения об имеющейся на территории съемки геодезической основе и ее точности.

Рекогносцировка сетей. Совместно со специалистами эксплуатационных служб составленные схемы отдельных видов коммуникаций уточняют при рекогносцировке на местности, при этом обследуют колодцы и учитывают видимые признаки и выходы отдельных сетей. По уточненным схемам устанавливают способы поиска отдельных видов коммуникаций, места контрольных промеров на сложных и сомнительных участках.

Одновременно проверяют сохранившиеся в натуре пункты планового и высотного геодезического обоснования и разрабатывают проект развития геодезических сетей (сгущения и съемочных), достаточных по плотности и точности для съемки подземных коммуникаций и примыкающих к ним сооружений, составляют план съемочных работ.

Поиски коммуникаций. В соответствии со схемой подземных сетей и принятым планом съемочных работ на всех углах поворотов и ответвлениях и через 50 м на прямых участках производят индуктивным прибором поиск и определение планового положения и глубины отдельных токопроводящих коммуникаций способами, изложенными в § 26. Следует иметь в виду, что на площадках с большим количеством подземных сетей сильно возрастают внешние помехи и точность индуктивного метода поиска резко понижается. Здесь могут быть пропущены отдельные ответвления и даже целые линии. Весьма трудно отличить коммуникации, идущие рядом. На подходах к подстанциям и промышленным установкам, где в отдельных каналах сосредоточено большое число кабельных линий и технологических трубопроводов, при помощи трубокабелеискателей можно определить лишь полосу ввода коммуникаций, а не положение каждой линии в отдельности. Поэтому при съемке подземных сетей

в неблагоприятных условиях приходится в сомнительных местах прибегать к шурфованию.

Для обнаружения индуктивным методом неметаллических трубопроводов (канализация, дренаж) можно ввести в колодец медный провод с поплавком и пропустить его на некоторое расстояние. Подключив провод к генератору, создают вокруг него электромагнитное поле, по которому поисковым контуром определяют направление трубопровода. Более надежные результаты этим способом можно получить, если воду в колодце подсолить или подкислить, сделав ее токопроводящей. Иногда при строительстве неметаллических коммуникаций сверху труб специально укладывают металлическую проволоку, по которой она при необходимости может быть обнаружена индуктивным прибором. О недостатках при малой точности таких способов говорить не приходится.

Для поиска неметаллических трубопроводов рекомендован высокоточный радиоволновый метод — радиопрофилирование, который широко используется при инженерно-геологических и горнотехнических работах*. В этом методе используется диэлектрическая проницаемость среды: над пустотелыми сооружениями (трубопроводы, каналы, туннели) наблюдается резкое понижение напряженности вторичного магнитного поля. По этому признаку фиксируют в натуре положение оси коммуникации в плане с точностью 0,1—0,2 м, по высоте — около 1 м.

Радиоволновое устройство состоит из генератора с частотой модуляции 1,76 МГц, приемника с рамочными антеннами, двух блоков питания. При поисках генератор и приемник с антеннами, установленные на теодолитных штативах, располагают на поперечниках по разные стороны от оси коммуникации на некотором расстоянии один от другого. Генераторную антенну приводят по отвесу в вертикальное, а приемную по уровню — в горизонтальное положение. При помощи теодолита производят взаимное ориентирование антенн, чтобы вертикальная плоскость витков генераторной антенны с точностью 6' проходила через центр приемной антенны. По поперечнику через каждые 0,5—1 м определяют величины напряженности магнитного поля H_z , по которым находят положение трубопровода (рис. 47).

Метод радиопрофилирования требует дальнейшего исследования применительно к поискам коммуникаций и выявлению его точности в зависимости от диаметров труб и глубины их залегания, влияния внешних помех, инженерно-геологических условий и др.

Применение индуктивных и радиоволновых приборов облегчает отыскание трубопроводов и кабельных линий, но не решает задачи съемки подземных сетей в целом. Точность метода, особенно по определению глубины коммуникаций, его надежность

* «Геодезия и картография», 1976, № 10.

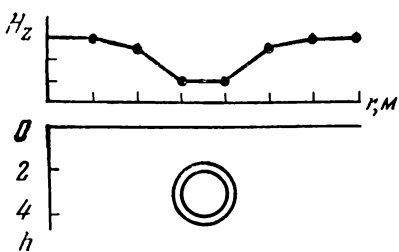


РИС. 47

недостаточны. Главным методом съемки, дающим наиболее точный, достоверный и полноценный материал, и при этом наиболее экономически эффективным, был и остается метод исполнительной съемки коммуникаций в незасыпанных траншеях в процессе их строительства.

Геодезическая привязка. Все точки по оси коммуникаций, выявленные при помощи электронных приборов поиска (индуктивных, радиопрофилирования) или установленных методом шурфования, а также все колодцы, выпуски и другие выходы подземных коммуникаций привязывают аналитическим методом с относительной ошибкой измерений порядка $1/2000$ к пунктам геодезической основы и съемочного обоснования, а на застроенной территории — к точкам капитальной застройки.

В колодцах все линейные промеры относят к центру крышки. К вертикальной линии, проходящей через этот центр и проектируемой в колодец нитяным отвесом или оптическим центриром, привязывают габариты стенок и детали колодца, расположение фасонных частей. Для контроля измеряют расстояния между колодцами, вводами коммуникаций и углами зданий. Расхождение контрольных промеров и данных, полученных по координатам, не должны превышать 0,4 мм в масштабе плана.

Отметки труб и лотков коммуникаций определяют от реперов высотного обоснования, точность построения которого рассчитывается с учетом минимальных уклонов трубопроводов. При уклонах канализации 0,001 и менее развивают нивелирную сеть III класса и высоты колодцев и труб определяют нивелированием IV класса. В напорных трубопроводах и канализации с уклоном 0,003 и больше отметки могут определяться соответственно нивелированием IV класса и техническим.

В колодцах нивелируют кольцо люка, поверхность земли (мошения), дно, а также лотки и перепады (в канализации), верх труб (в водопроводе), верх и низ каналов (в теплофикации), входы и выходы (в кабельных линиях).

Составление планов. Основным топографическим масштабом планов подземных коммуникаций является 1:500. На весьма сложных участках могут составляться планы масштаба 1:200, в районах, мало насыщенных коммуникациями, — масштаба 1:1000. На этих планах, на планшетах или прозрачных пластиках с надлежащей точностью и полнотой изображают положение отдельных коммуникаций и примыкающих к ним зданий и сооружений принятыми условными знаками с указанием координат и высот углов поворота, узловых колодцев, вводов в зда-

ния, а также других данных, необходимых для проектирования.

Дополнительно составляют планы и продольные профили отдельных видов подземных коммуникаций (канализации, водопровода, теплофикации, газопровода и других технологических трубопроводов, кабельных линий) с подробной их аналитической характеристикой: координаты, высоты, уклоны, диаметры труб, расстояние между колодцами и др.

Как уже отмечалось, планы подземных коммуникаций в масштабах 1 : 2000 и 1 : 5000 являются документами учетно-справочного характера и обычно составляются фотомеханическим путем по планам масштаба 1 : 500 с надлежащим отбором и генерализацией сетей.

§ 28. СВЕДЕНИЯ О ЦИФРОВОЙ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ

Виды цифровых моделей местности. С развитием автоматизированных систем проектирования сооружений и созданием автоматических чертежных приборов для построения планов (графопостроителей), основанных на использовании электронных вычислительных машин (ЭВМ), возникла необходимость в представлении топографической информации в аналитическом виде, в виде так называемой цифровой модели местности (ЦММ).

Под цифровой моделью местности понимают представление ситуации и рельефа массивом точек с известными координатами и высотами и с алгоритмами по их обработке для решения отдельных инженерно-технических задач. Особо важное значение имеет использование ЦММ для определения оптимальных вариантов проектных решений (выбор трассы, расчеты проектов вертикальной планировки, расчеты искусственных сооружений и др.). По своему содержанию ЦММ разделяется на цифровую модель ситуации и цифровую модель рельефа.

Цифровая модель ситуации создается обычно на городские и промышленные территории: все здания, сооружения и другие элементы ситуации задаются координатами характерных точек (центров, углов, пересечением осей и т. д.), определяющими положение ситуации на местности.

Более трудной является задача цифрового выражения модели рельефа, так как местность имеет весьма сложную поверхность. По способу размещения точек рельефа различают регулярную, полурегулярную и структурную модели.

В регулярной модели, применяемой в равнинной местности, точки размещают в виде сетки квадратов (или правильных треугольников), как в известном методе нивелирования поверхностей. Так как при этом не учитываются геоморфологические особенности рельефа, то выбирают такой шаг сетки, чтобы отобразить характерные перегибы местности. В зависимости от сложности рельефа и масштаба съемки сторону сетки прини-

мают равной от 5—10 м (план масштаба 1:500) до 40—80 м (план масштаба 1:5000). Построение точек модели в виде сетки сильно упрощает определение их плановых координат. Высоты вершин основных квадратов находят из измерений. При камеральном сгущении высот местность аппроксимируется поверхностью 2 или 3 порядка и высоты модели определяются из нелинейного интерполирования.

Полурегулярная модель, используемая главным образом при изысканиях линейных сооружений, создается в виде магистрали с системой поперечников. Интервал между поперечниками стремятся иметь постоянный (пикет), но могут назначаться для характеристики рельефа и дополнительные поперечники. Точки в каждом поперечнике располагают на характерных перегибах местности.

Плановые координаты осевых точек поперечников находят по пикетажу магистрали и дирекционному углу ее сторон. Приращения координат точек на поперечниках вычисляют по измеренным расстояниям от оси и дирекционному углу поперечника, который, как правило, отличается от дирекционного угла магистрали на 90° . В зависимости от характера местности и густоты поперечников поверхность полурегулярной модели может быть представлена в виде плоскости или криволинейной поверхности. Интерполирование высот по поперечникам производится по линейному закону, между поперечниками — по принятой аппроксимирующей поверхности.

В структурной модели, как при тахеометрической или мензульной съемке, опорные точки выбирают в характерных перегибах рельефа с учетом его геоморфологических особенностей. В этой модели местность аппроксимируется системой многогранников, ребрами которых являются структурные («скелетные») линии рельефа. В сложной, горной местности структурные линии могут быть выбраны по горизонталям как хорды, вписывающиеся в кривые.

Плановые координаты точек структурной модели определяются весьма сложно: для каждой структурной линии должны быть известны ее длина и дирекционный угол. Высоты точек легко находятся из линейного интерполирования внутри каждой грани и вдоль структурных линий.

В пересеченной местности иногда применяют статистическую модель, в которой поверхность местности определяется при помощи «плавающего квадрата» или «динамического круга» принятого размера, непрерывно перемещающегося на местности. Форма поверхности находится из аналитического решения уравнений, связывающих опорные точки, находящиеся внутри квадрата или круга.

По цифровой модели рельефа решается общая задача вычисления из полинома

$$H = f(x, y) \quad (\text{III.65})$$

по известным координатам x и y высот точек местности H , необходимых для построения продольных и поперечных профилей, составления проектов вертикальной планировки, вычисления объемов земляных работ, проведения горизонталей на планах и др.

Исходная информация для построения ЦММ. Для построения цифровой модели местности могут быть использованы данные, полученные из фотограмметрических измерений аэрофотоснимков, полевых топографических работ, обработки топографических планов и карт.

Наиболее эффективным методом построения ЦММ является фотограмметрический с использованием современных высокоточных стереоприборов с автоматической регистрацией координат. При обработке стереопар наблюдаются характерные точки рельефа и контуров и автоматически регистрируются их фотограмметрические координаты, высоты и кодовые названия. В ЭВМ эти данные преобразуются в геодезическую систему и накапливаются для дальнейшего использования в отдельных программах (аналитического проектирования, графических построений).

Расположение точек на стереомодели зависит от характера местности и программы дальнейшего использования ЦММ. Это может быть сетка квадратов для составления проектов вертикальной планировки; система поперечников относительно намеченной магистрали при линейных изысканиях и проектировании трасс; характерные точки структуры линий рельефа при съемке площадок.

Эффективным полевым методом создания точной ЦММ является применение электронных тахеометров с вычислительными устройствами, дающими возможность при съемке местности в полевых условиях получать координаты и высоты характерных точек. Эти метрические данные совместно с семантической информацией (данными о предметах, наименованиями и др.) кодируются и передаются в ЭВМ для использования при проектировании сооружений, эксплуатационном обслуживании, построении топографических планов на автоматических графопостроителях.

Цифровая модель ситуации может быть получена и при теодолитной съемке застроенной территории, позволяющей получить координаты всех существующих зданий, сооружений и других контуров. Измерительную и семантическую информацию записывают в порядке нумерации точек на специальных бланках, удобных для обработки на ЭВМ. Для упрощения вычисления координат целесообразно использовать координатную систему, в которой оси абсцисс и ординат строго параллельны осям зданий и сооружений, и производить координирование точек ситуации способом прямоугольных координат от сторон теодолитного хода или створов, проложенных параллельно

координатным осям. В местах, где измерение перпендикуляров затруднено, можно применять способ полярных координат или прямой засечки, производя для контроля линейные промеры между снимаемыми точками.

Разработаны программы для составления ЦММ по материалам обычной тахеометрической съемки, предусматривающие вычисление на ЭВМ координат и высот пикетов и конечных точек структурных линий, вычисление высот вершин сетки с заданным шагом, формирование массивов точек для последовательной выдачи на графопостроитель.

Для предварительного проектирования сооружений с использованием ЭВМ цифровая модель местности может быть построена по имеющимся топографическим планам и картам наиболее крупного масштаба. На выбранной полосе в той или иной системе размещают точки модели и определяют их графические координаты и по горизонталям высоты, формируя цифровые массивы для обработки на ЭВМ. При наборе информации с планов и карт могут быть использованы автоматические приборы считывания.

Аппроксимирование поверхности местности. По многочисленным исследованиям установлено, что различные формы рельефа местности хорошо аппроксимируются поверхностью 2-го порядка с 6 неизвестными

$$a_1x^2 + a_2y^2 + a_3xy + a_4x + a_5y + a_6 = H. \quad (\text{III.66})$$

Для определения коэффициентов a_i уравнения этой поверхности необходимо иметь минимум 6 опорных точек с известными x , y , H . Желательно, чтобы точки равномерно размещались на аппроксимируемом участке, при этом для получения некоррелированных результатов 3 и больше точек не должны лежать на одной прямой. Обычно используют 10—15 точек, и решение задачи ведут по методу наименьших квадратов.

По координатам и отметкам опорных точек составляют систему уравнений вида (III.66)

$$\begin{vmatrix} x_1^2 & y_1^2 & x_1y_1 & x_1 & y_1 & 1 \\ x_2^2 & y_2^2 & x_2y_2 & x_2 & y_2 & 1 \\ x_3^2 & y_3^2 & x_3y_3 & x_3 & y_3 & 1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_n^2 & y_n^2 & x_ny_n & x_n & y_n & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ \dots \\ a_n \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ \dots \\ H_n \end{vmatrix} \quad (\text{III.67})$$

или в матричной форме

$$MA_1 = H,$$

где M — матрица известных координат точек; A_1 — вектор неизвестных коэффициентов; H — вектор известных высот точек.

С учетом весов точек

$$P = \frac{1}{s^2}, \quad (\text{III.68})$$

где s — расстояние от середины массива до опорных точек модели, составляют систему нормальных уравнений

$$[M^T P M] A_1 = [M^T P H]; \quad (\text{III.69})$$

здесь M^T — транспонированная матрица M .

Решая систему (III.69), находят A_1

$$A_1 = [M^T P M]^{-1} [M^T P H] \quad (\text{III.70})$$

с оценкой точности коэффициентов.

Зная коэффициенты уравнения поверхности (III.66), по заданным координатам x , y произвольной точки на этом участке можно определить ее отметку.

Если известны линии перегибов местности («скелет рельефа»), то в качестве аппроксимирующей принимают поверхность 1-го порядка. Для определения коэффициентов ее уравнения

$$a_1 x + a_2 y + a_3 = H \quad (\text{III.71})$$

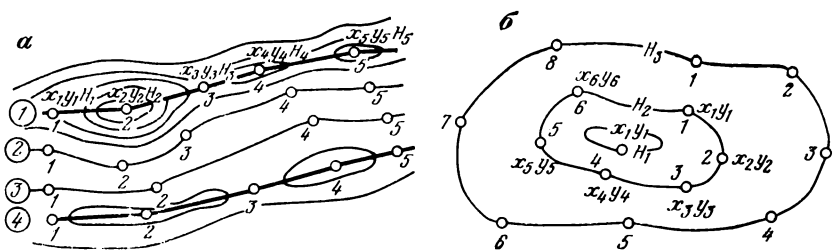
необходимо иметь минимум 3 опорные точки.

Точность определения высот по цифровой модели зависит главным образом от того, насколько удачно подобрана аппроксимирующая поверхность, как близко она вписывается в рельеф местности. В равнинной местности со спокойным рельефом для более или менее точного аппроксимирования рельефа необходимо иметь около 40 опорных точек на 1 га. В местности расчлененной, волнообразной число точек на 1 га увеличивается до 100. В сильно пересеченной местности с частой переменной кривизны число точек для моделирования рельефа может достигать 200—400 на 1 га.

Создание планов по ЦММ. Для цифрового крупномасштабного картографирования фотограмметрическим методом необходимо иметь точный стереообработывающий прибор с автоматическим регистратором координат, электронную вычислительную машину с большой памятью, автоматический графопостроитель.

При обработке на приборе каждой стереомодели оператор наблюдает и регистрирует (путем нажатия педали) аналитические координаты углов зданий и сооружений, точки перелома контуров, пересечения осей дорог, центры колодцев, опор и другие элементы ситуации. Криволинейные контуры наблюдают через такие отрезки, чтобы хорды приближались к кривым.

Точки рельефа фиксируют по выбранной системе. В структурной модели определяют координаты и высоты характерных



Р И С. 48

точек орографических линий: водоразделов, тальвегов, бровок террас и оврагов, подошв склонов (рис. 48, а)

$$\left. \begin{array}{l}
 1. x_{1,1}, y_{1,1}, H_{1,1}; x_{1,2}, y_{1,2}, H_{1,2}; x_{1,3}, y_{1,3}, H_{1,3} \dots, \\
 2. x_{2,1}, y_{2,1}, H_{2,1}; x_{2,2}, y_{2,2}, H_{2,2}; x_{2,3}, y_{2,3}, H_{2,3} \dots, \\
 \dots \dots \dots \\
 n. x_{n,1}, y_{n,1}, H_{n,1}; x_{n,2}, y_{n,2}, H_{n,2}; x_{n,3}, y_{n,3}, H_{n,3} \dots,
 \end{array} \right\} \text{ (III.72)}$$

В сложных местах по стереомодели трассируют горизонтالي, фиксируя координаты концов хорд, вписанных в кривые (рис. 48, б),

$$\left. \begin{array}{l}
 H_1. x_{1,1}, y_{1,1}; x_{1,2}, y_{1,2}; x_{1,3}, y_{1,3} \dots, \\
 H_2. x_{2,1}, y_{2,1}; x_{2,2}, y_{2,2}; x_{2,3}, y_{2,3} \dots, \\
 \dots \dots \dots \\
 H_n. x_{n,1}, y_{n,1}; x_{n,2}, y_{n,2}; x_{n,3}, y_{n,3} \dots.
 \end{array} \right\} \text{ (III.73)}$$

Такие точки рельефа, как вершины холмов, дно воронок, центры седловин, представляются в виде вырожденных структурных линий или горизонталей.

Ряд стереоприборов снабжен специальным устройством «квантования», позволяющим при трассировании горизонталей (и контурных линий) автоматически регистрировать координаты точек через равные промежутки времени. Так как на резких перегибах рельефа оператор ведет марку по стереомодели более медленно, чем на пологих склонах, то в первом случае координаты горизонталей будут регистрироваться чаще, чем во втором, что способствует более точному отображению рельефа.

Так как оператор при обработке стереомодели не видит результатов своих измерений, то должна соблюдаться строгая последовательность в наблюдении точек. Только полностью закончив один контур (или горизонталь), можно переходить к другому. В замкнутых линиях начальная точка наблюдается в конце повторно. Вместе с координатами точек фиксируется

ее номер и код объекта, которому она принадлежит. Если стереоприбор имеет чертежный стол, то для контроля наблюдений целесообразно одновременно с цифровой съемкой производить графическое картографирование.

В ЭВМ фотограмметрическая информация от каждой стереомодели по 2—3 опознакам преобразуется в единую геодезическую систему. Она систематизируется по отдельным массивам и последовательно передается на графопостроитель.

Графопостроитель с высокой точностью (0,05 мм) по координатам наносит на план точки ситуации, соединяя их соответственно прямой линией, подбирает название объектов, производит зарамочное оформление. При необходимости он может строить сетку квадратов, проводить горизонтали, составлять продольные профили. Как преимущество отметим, что по цифровой модели на графопостроителе легко составляются планы местности в разных масштабах и в различной разграфке планшетов.

ГЛАВА IV

ТРАССИРОВАНИЕ ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 29. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ТРАССЕ И ТРАССИРОВАНИИ

Элементы трассы. Трассой называется ось проектируемого линейного сооружения, обозначенная на местности, нанесенная на топографическую карту и фотоплан или заданная координатами основных точек в цифровой модели местности.

Основными элементами трассы являются: план — ее проекция на горизонтальную плоскость и продольный профиль — вертикальный разрез по проектируемой линии.

Трасса представляет собой сложную пространственную линию. В плане она состоит из прямых участков разного направления, сопрягающихся между собой горизонтальными кривыми постоянного и переменного радиуса кривизны.

В продольном профиле трасса состоит из линий различного уклона, соединяющихся между собой вертикальными кривыми.

На ряде трасс (электропередач, канализации) горизонтальных и вертикальных кривых не проектируют, и трасса представляет собой пространственную ломаную линию.

Так как уклоны трасс обычно небольшие, то для наглядности их изображения вертикальный масштаб продольного профиля обычно делают в 10 раз крупнее горизонтального (например, горизонтальный масштаб 1 : 10 000, вертикальный — 1 : 1000).

Для характеристики местности и проектируемого линейного сооружения в направлениях, перпендикулярных к трассе,

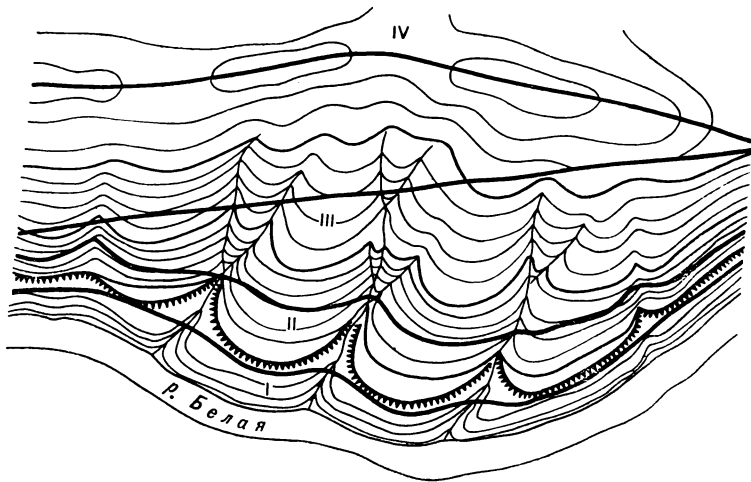


РИС. 49

составляет поперечные профили в одинаковом горизонтальном и вертикальном масштабах (1 : 100 и др.).

Категории трасс. По топографическим условиям прохождения на местности различают трассы долинные, водораздельные, косогорные, поперечно-водораздельные.

Долинная трасса (рис. 49, I) укладывается на одной из надпойменных террас долины. Она обычно имеет спокойный план и профиль, но пересекает большое число водотоков и требует возведения дорогостоящих переходов, что сильно увеличивает ее стоимость. Иногда от долинной трассы приходится отказываться из-за неблагоприятных геологических условий.

Водораздельная трасса (рис. 49, IV) идет по наиболее высоким отметкам местности. В плане трасса сравнительно сложна, но объемы работ небольшие, искусственных сооружений мало, геологические условия благоприятные. Это выгодно отличает водораздельную трассу, особенно в равнинных и среднепересеченных районах. Однако в холмистой местности водоразделы часто бывают узкие и извилистые, поэтому трассу приходится крайне усложнять, что в значительной степени уменьшает ее преимущества перед другими категориями трасс.

Косогорная трасса (рис. 49, II) располагается на склонах гор. Она может быть запроектирована с очень плавным уклоном, но обычно весьма извилиста в плане, с большим количеством переходов. Здесь часто встречаются обвалы, осыпи, селые потоки, которые затрудняют эксплуатацию линии.

Поперечно-водораздельная трасса (рис. 49, III) пересекает долины и водоразделы. В плане трасса близка к прямой; в продольном профиле часто встречаются затяжные пре-

дельные уклоны; приходится строить сложные переходы. Это наиболее дорогостоящая трасса.

На практике редко бывают случаи, чтобы магистральная трасса располагалась вдоль долины или целиком шла по водоразделу. Обычно в зависимости от характера местности сочетаются различные категории трасс.

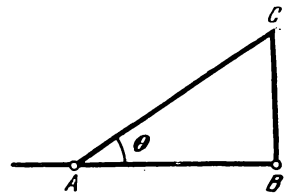


РИС. 50

Параметры трассирования. Трасса должна удовлетворять определенным требованиям, которые устанавливаются техническими условиями на ее проектирование. Задаются наибольшие или наименьшие продольные уклоны, минимально допустимые радиусы горизонтальных и вертикальных кривых, габариты приближений и др.

Комплекс инженерно-изыскательских работ по выбору трассы, отвечающей всем требованиям технических условий и требующей наименьших затрат на ее возведение и эксплуатацию, называется трассированием. Оптимальную трассу находят путем технико-экономического сравнения конкурирующих вариантов.

Если трасса определяется по топографическим планам, аэрофотоматериалам и цифровым моделям местности, то трассирование называют камеральным; если она выбирается непосредственно на местности, то полевым.

При трассировании различают плановые параметры: углы поворота, радиусы горизонтальных кривых, длины переходных кривых, прямые вставки и высотные (профильные) параметры: продольные уклоны, длины элементов в профиле («шаг проектирования»), радиусы вертикальных кривых. Для одних сооружений (самотечные трубопроводы, каналы) наиболее важно выдержать высотные параметры (продольные уклоны). Для других (напорные трубопроводы, линии электропередач и связи) уклоны местности мало влияют на проект трассы и ее стремятся выбрать наиболее короткой, расположенной в благоприятных условиях.

Сложными для трассирования являются дорожные трассы, требующие соблюдения и плановых, и профильных параметров. Независимо от характера линейных сооружений и параметров трассирования, все трассы должны удачно вписываться в ландшафт местности и не нарушать природной эстетики. По возможности трассу располагают на землях, которые имеют наименьшую ценность для народного хозяйства.

Трассирование в равнинной местности. Положение трассы в равнинных районах определяется контурными препятствиями, т. е. ситуацией. Так как средний уклон местности здесь меньше допустимого проектного уклона, то в высотном отношении трассу ведут «вольным ходом», определяя про-

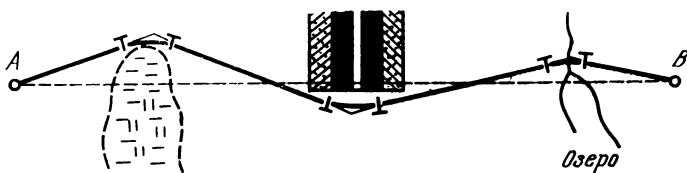


РИС. 51

ектную линию по характерным точкам местности вдоль намеченого направления. В плане стремятся иметь прямую трассу, ведя трассирование по заданному направлению («азимуту стремления»). Однако встречающиеся препятствия в виде водотоков, болот, больших оврагов, а также населенные пункты, ценные сельскохозяйственные угодья и др. заставляют отклонять трассу AB (рис. 50) в ту или иную сторону. Каждый угол поворота θ дает некоторое удлинение трассы. Относительная величина этого удлинения λ может быть подсчитана по формуле

$$\lambda = \frac{AC - AB}{AB}$$

или, так как

$$AC = \frac{AB}{\cos \theta},$$

$$\lambda = \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta}. \quad (IV.1)$$

В зависимости от величины угла поворота θ относительное удлинение будет равно:

| | | | | | | |
|---------------------------------|-----|-----|------|------|------|-----|
| 0 в градусах | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 |
| λ в процентах | 1,5 | 6,4 | 15,5 | 30,5 | 55,5 | 100 |

Из приведенных данных видно, что углы поворота 10—20° незначительно удлиняют трассу.

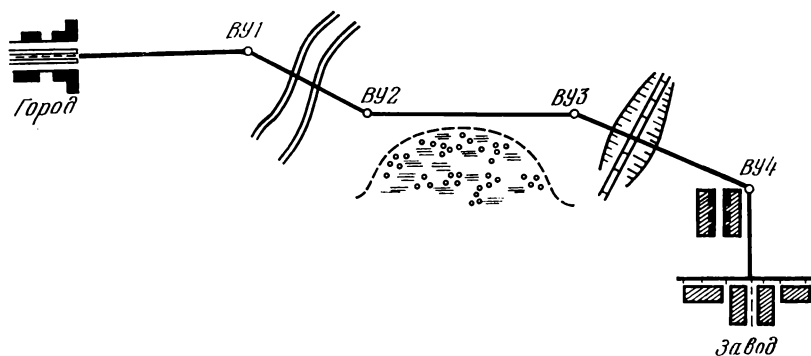


РИС. 52

Для получения наиболее короткой трассы в равнинных районах придерживаются следующих правил трассирования:

1) трассу прокладывать по прямой от одного контурного препятствия к другому (рис. 51). Необходимость отклонения трассы от прямой и назначения угла поворота должна быть обоснована;

2) вершину углов поворота выбирать против середины препятствия с таким расчетом, чтобы трасса огибала это препятствие;

3) углы поворота стремиться иметь по возможности не более $20\text{--}30^\circ$, чтобы заметно не удлинять трассу.

Однако на местности со сложной ситуацией положения углов поворота часто определяются условиями наиболее выгоднейшего пересечения или обхода препятствия. Пример такого участка трассы приведен на рис. 52. Угол поворота $B\dot{U}1$ определяется пересечением продолженной оси улицы и оси выбранного мостового перехода через реку. Угол $B\dot{U}2$ определяется пересечением оси мостового перехода с направлением выбранного обхода заболоченного и покрытого лесом массива. Угол $B\dot{U}3$ находится из условий выгодного пересечения существующей железнодорожной магистрали и т. д.

Трассирование в горной местности. Положение трассы в горных районах определяется высотными препятствиями, т. е. рельефом. Так как уклоны горной местности значительно превосходят допустимые уклоны трассы, то трассирование здесь ведется «напряженным ходом», когда каждая линия задается предельным уклоном. Чтобы выдержать этот уклон, приходится удлинять трассу, отклоняя ее на большие углы от прямой, или, как говорят, производить развитие проектируемой линии. Поэтому в горных условиях трасса в плане имеет, как правило, весьма сложную конфигурацию.

При разности h высот двух точек местности и расстоянии между ними l средний уклон i_M по прямому направлению между этими точками будет

$$i_M = \frac{h}{l}. \quad (a)$$

Если величина i_M больше допустимого уклона трассирования i_{TP} , то, чтобы провести трассу с заданным уклоном, необходимо ее удлинить до величины l' , равной

$$l' = \frac{h}{i_{TP}} = \frac{i_M}{i_{TP}} l. \quad (б)$$

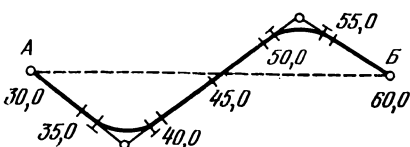


РИС. 53

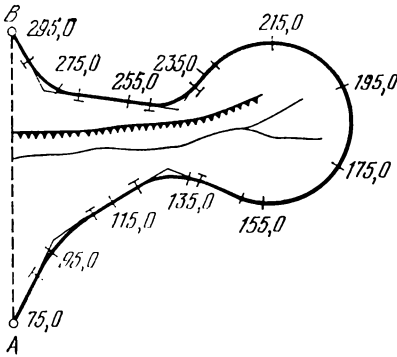


РИС. 54

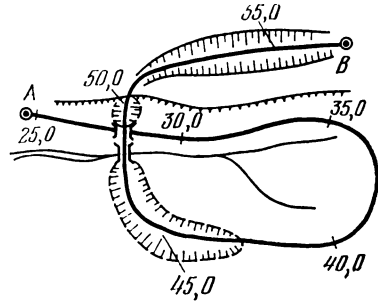


РИС. 55

Величина требуемого развития линии

$$\Delta l = l' - l$$

или с учетом формулы (б)

$$\Delta l = l \frac{i_m - i_{тр}}{i_{тр}}. \quad (IV.2)$$

В относительной мере

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{i_m - i_{тр}}{i_{тр}}. \quad (IV.2')$$

Например, при $i_m = 0,015$; $i_{тр} = 0,012$ относительное развитие $\frac{\Delta l}{l} = 1/4$, т. е. составляет 25% длины трассы.

В зависимости от характера местности применяют различные приемы развития линии. Если требуемое удлинение трассы невелико, то развитие линии происходит путем замены прямолинейного направления на S-образное, называемое извилиной (рис. 53). Для значительного удлинения трассы применяют более сложные кривые в виде петель с заходом в боковую долину (рис. 54), спиралей, когда трасса, постепенно поднимаясь по высоте, пересекает себя в другом уровне (рис. 55). На автомобильных трассах для развития линии устраивают серпантинны.

Таким образом, при трассировании в горных условиях требуется соблюдение следующих правил:

1) трассу вести предельным уклоном, придерживаясь так называемой линии нулевых работ (см. § 32). Уклон уменьшать (или делать равным нулю) лишь на отдельных площадках, заданных по техническим условиям;

2) элементы плана трассы и высотные отметки земли подбирать с учетом заранее составленного теоретического профиля и требований сопряжения кривых и прямых;

3) углы поворота и их величины назначать, исходя из условий соблюдения уклона трассирования и расчетного развития линии, при этом стремиться избегать малых радиусов кривых, на которых необходимо значительное смягчение (уменьшение) допустимого уклона.

§ 30. ОБЩАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ИЗЫСКАНИЙ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРАСС

Задачи и стадии изысканий. В процессе изысканий трасс решаются две основные задачи:

1) выбор оптимального варианта трассы, расположенной в благоприятных условиях и требующей на строительство и эксплуатацию минимальных расходов;

2) сбор необходимых топографо-геодезических, инженерно-геологических, гидрологических и других материалов и данных для составления проекта трассы и всех сооружений на ней.

В соответствии с принятыми стадиями проектирования для новых магистральных трасс, расположенных в сложных условиях местности, различают:

а) допроектные рекогносцировочные изыскания для технико-экономического обоснования (ТЭО) трассы;

б) проектные технические изыскания для первой стадии проектирования — разработки технического проекта трассы;

в) предпроектные изыскания для второй стадии проектирования — составления рабочих чертежей.

Для вторых ниток существующих линий, а также для новых трасс, идущих в сравнительно несложных условиях, проектные изыскания могут вестись для одной стадии проектирования — техно-рабочего проекта.

а. Допроjektные рекогносцировочные изыскания

Цель и методы изысканий. Рекогносцировочные изыскания имеют своей целью собрать материал для выбора принципиального направления трассы, обоснования экономической целесообразности и технической возможности ее строительства, установления ее технических параметров, предварительного определения объемов и стоимости работ, сроков строительства.

Рекогносцировочные изыскания стремятся проводить главным образом камеральным путем, изучая на район изысканий имеющиеся топографические карты и материалы аэрофотосъемки, инженерно-геологические съемки, данные изысканий прежних лет. Лишь в сложных районах может потребоваться проведение воздушного и полевого обследования вариантов направлений, обзорная аэрофотосъемка.

Определение воздушной линии. Камеральные изыскания трасс большого протяжения начинают с изучения обзорно-топо-

графических и мелкомасштабных топографических карт, на которых отмечают опорные пункты трассы: начальный, конечный, заданные промежуточные пункты.

Прямые, соединяющие на карте опорные пункты, создают так называемую воздушную линию, к которой, как наиболее короткой, стремятся приблизить проектируемую трассу.

Придерживаясь воздушной линии, намечают в первом приближении возможные направления трассы между опорными пунктами, обращая главное внимание на выбор мест переходов через крупные естественные препятствия. В дальнейшем намеченные направления переносят на топографические карты более крупного масштаба.

Выбор вариантов направлений. На топографической карте масштаба 1:50 000—1:25 000 с учетом подробного изображения ситуации и рельефа уточняют на каждом направлении в первую очередь наиболее трудные участки трассы (так называемые фиксированные точки): места переходов через крупные водотоки и озера, горные перевалы, точки примыкания к опорным пунктам, места пересечений существующих магистралей и др.

Одновременно по имеющимся геологическим и почвенным картам изучают инженерно-геологические и гидрогеологические условия вдоль намеченных вариантов и вносят коррективы с целью обхода трассой болот, оползней, карстовых районов и других неблагоприятных в геологическом отношении мест.

По каждому из вариантов составляют по карте продольный профиль, подсчитывают длины отдельных участков, количество переходов через препятствия и пересечений, коэффициент развития как отношение действительной длины трассы к расстоянию по воздушной линии, примерные объемы работ и путем технико-экономического сравнения выбирают из них наиболее выгодные для дальнейших обследований.

Наличие материалов аэрофотосъемки значительно облегчает выбор трассы и повышает качество изысканий. Аэрофотоснимки дают наглядное представление о рельефе и ситуации местности, геоморфологических и грунтовых условиях, характере растительного покрова, естественных препятствиях и тем самым позволяют в камеральных условиях более полно и объективно оценить каждый вариант.

При отсутствии на район изысканий топографической карты масштаба 1:25 000 в сложных условиях могут быть использованы для выбора направления трассы фотосхемы с рельефом, составленные по аэрофотоснимкам имеющихся залетов с нанесением на них по контурам горизонталей и высот с карт масштаба 1:100 000—1:50 000 и с уточнением под стереоскопом. Иногда изготавливают стереофотосхемы, состоящие из двух частей, которые монтируются соответственно из левых и правых половинок аэрофотоснимков. Рассматривая под стереоскопом обе

части стереофотосхемы, получают наглядное представление о рельефе местности на значительной территории.

При переходах через большие реки, горные перевалы и другие сложные районы может возникнуть необходимость в проведении обзорной аэрофотосъемки и полевого обследования для уточнения топографических, инженерно-геологических и гидрогеологических условий.

При рекогносцировочных изысканиях составляют план и продольный профиль трассы в масштабе $1 : 25\,000$, в сложных условиях — $1 : 10\,000$; планы или фотопланы площадок и участков крупных переходов; схематическую инженерно-геологическую карту. На основании материалов этих изысканий выбирают принципиальное направление трассы и в первом приближении дают основные проектные решения, подсчитывают объемы и стоимость работ (с точностью до 20 %), разрабатывают техническое задание на проектирование трассы.

б. Проектные технические изыскания трассы

По заданному в техническом задании направлению трассы выполняют детальные технические изыскания для первой стадии проектирования, в задачу которой входит:

- 1) выбор оптимальной трассы путем технико-экономического сравнения вариантов;
- 2) сбор достоверных материалов для разработки технического проекта трассы и всех сооружений на ней;
- 3) составление сметы строительства.

Технические изыскания выполняют аэрометодами с полевой привязкой аэрофотоснимков и натурными обследованиями трасс.

Выбор оптимальной трассы. На основании изучения материалов предпроектных рекогносцировочных изысканий намечают примерные конкурирующие варианты и полосу аэрофотосъемки для составления стереотопографическим методом изыскательных планов. Перед аэрофотосъемкой производят аэровизуальную разведку, в процессе которой с вертолета или самолета изучают топографические и геологические условия вдоль намеченных вариантов трассы и собирают сведения для общей инженерно-строительной оценки каждого из них. В результате аэровизуальной разведки отбрасывают явно негодные варианты, уточняют положение конкурентоспособных вариантов и намечают границы аэрофотосъемочных маршрутов. Ось залетов стремятся совместить с направлением проектируемой трассы.

Для составления изыскательских планов в масштабе $1 : 10\,000$ с сечением рельефа 5 м аэрофотосъемку можно выполнять в масштабе $1 : 20\,000$ — $1 : 30\,000$. Однако для крупномасштабных планов переходов, площадок, примыканий, а также для целей инженерного дешифрирования целесообразно иметь масштаб аэрофотосъемки порядка $1 : 10\,000$ — $1 : 15\,000$. В ряде

случаев выполняют двухмасштабную аэрофотосъемку: в мелком масштабе — для развития фототриангуляционных сетей и создания изыскательских планов вариантов и в более крупном масштабе — для составления крупномасштабных планов сложных участков и дешифрирования.

При аэроизысканиях наиболее трудоемким процессом является полевая привязка аэрофотоснимков, которая может быть произведена различными геодезическими методами. Вдоль полосы варьирования целесообразно прокладывать в качестве планового обоснования для привязки аэрофотоснимков и перенесения проекта в натуру полигонометрический ход, совмещающий его с основным направлением трассы. Стороны хода длиной 500—1000 м измеряют радио-или светодальномером; углы — теодолитом Т2 или Т5. Высотное обоснование создают нивелированием III—IV класса или техническим в зависимости от требований к точности соблюдения проектных уклонов линейного сооружения. В горной местности может быть применено тригонометрическое нивелирование. По возможности через 15—20 км прокладываемую магистраль в плане и по высоте привязывают к пунктам государственной геодезической сети.

Привязка выбранных контуров и замаркированных точек (опознаков аэрофотоснимков) производится теодолитно-нивелирными ходами или засечками с опорных геодезических пунктов с тригонометрическим определением высот.

Для облегчения плановой привязки иногда применяют так называемый метод изолированных базисов. В этом методе плановое обоснование не развивают вдоль маршрута в виде линейно-угловых построений, связанных единой системой координат, в которой и определяется положение опознаков, а измеряют только длины и азимуты отдельных, не связанных между собой линий, расположенных через 10—20 стереопар. Длины этих линий должны быть не менее базиса аэрофотосъемки, а их конечные точки, совпадающие с четкими контурами (как опознаки), должны по возможности располагаться на направлениях, перпендикулярных к оси маршрута (рис. 56). Высотную привязку выполняют в единой системе высот, связывая базисы высотным ходом и определяя превышения между опознаками.

Вместо отдельных базисов иногда для более надежного контроля применяют изолированные полигоны, в которых четыре опознака, расположенных по углам стереопары, связывают планово-высотными ходами и определяют азимут одной из сторон. Изолированные базисы или полигоны, расположенные на конечных стереопарах маршрута, привязывают к пунктам геодезической сети.

Длины базисов и стороны полигонов измеряют дальномером, обеспечивающим среднюю квадратическую ошибку около $1/1500$, азимуты определяют астрономическим путем или при помощи гиротеодолита с точностью до $1'$; превышения между опозна-

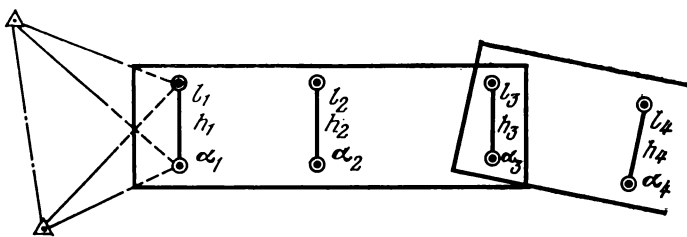


РИС. 56

ками поперечников находят из геометрического или тригонометрического нивелирования с ошибкой не более 0,1 м.

Используя данные привязки к пунктам геодезической основы и измеренные базисы, азимуты и превышения, путем развития пространственной фототриангуляции определяют координаты и высоты опознаков, трансформационных и других включенных в сеть точек.

Одновременно с привязкой аэрофотоснимков выполняют топографическое и инженерно-геологическое дешифрирование, а также сбор гидрологических и других данных в зависимости от вида трассы.

В результате стереофотограмметрической обработки аэрофотоснимков получают изыскательский план полосы варьирования в масштабе 1 : 10 000, в горных районах 1 : 5000 с сечением рельефа 2—5 м; планы переходов через реки, пересечений инженерных сооружений, сложных по рельефу участков трассы в масштабе 1 : 5000—1 : 2000. По данным инженерно-геологического дешифрирования составляют геологическую фотокарту в масштабе аэрофотоснимков. На основании этих документов производят камеральное трассирование и проектирование трассы по отдельным вариантам, подсчитывают объемы работ и стоимость затрат (с точностью около 10 %) и путем сравнения вариантов выбирают оптимальный.

Весьма эффективным методом выбора оптимальной трассы при вариантном проектировании является использование цифровой модели местности, создаваемой на точных стереоприборах, по которой на электронной вычислительной машине производится проектирование трассы и подсчет объемов работ (см. § 33).

Проект оптимальной трассы наносят на изыскательские планы или фотопланы и детально обследуют в поле.

Полевое обследование трассы. В процессе полевого обследования подробно изучают природные условия вдоль выбранного варианта трассы, особенно на сложных переходах и пересечениях, в местах с неблагоприятной геологией, в горных районах. Углы поворота, оси переходов и пересечений и другие точки трассы определяют на местности от ближайших контуров.

В сложных условиях может возникнуть необходимость в детальной натурной укладке трассы и в дополнение к аэрофотосъемке — в тахеометрической или фототеодолитной съемке в масштабах 1 : 2000—1 : 1000 отдельных участков и площадок. Одновременно производят крупномасштабную инженерно-геологическую съемку трассы, гидрометрические изыскания, а также собирают сведения для разработки схем переходов и расчетов искусственных сооружений, подсчетов объемов работ, использования карьеров строительных материалов и др.

Выбранная трасса согласовывается с местными Советами, дорожными и речными управлениями, колхозами и совхозами, предприятиями и другими заинтересованными организациями.

На основании материалов детальных изысканий составляют технический проект трассы и смету расходов (с точностью 3—5 %).

Важнейшая роль на этой стадии изысканий принадлежит аэрометодам. Аэрофотосъемка дает возможность в короткие сроки получить детальную топографическую информацию о местности, составить на стереоприборах изыскательские планы или цифровые модели местности на полосу варьирования и выбрать оптимальный вариант трассы. При использовании аэрофотоснимков значительно сокращаются полевые геологические и гидрологические работы. По аэрофотоснимкам легко определяются места с неблагоприятными геологическими условиями. По особенностям изображения местности, его тону и виду, по характеру и формам рельефа, изучаемого под стереоскопом, по типу и сочетанию растительности можно определить примерный состав пород, их однородность, степень увлажнения и распространения, а также ряд гидрометрических характеристик; характер русла и поймы рек, интенсивность размыва берегов, речные отложения, тип и глубины болот и др. Особенно повышается качество инженерно-геологического дешифрирования на цветных и спектрзональных аэрофотоснимках.

в. Предпостроечные изыскания

Цель и методы изысканий. Предпостроечные изыскания проводятся по выбранной и утвержденной трассе и имеют своей целью:

1) установление и закрепление на местности точного положения трассы, к пикетажу которой привязывают все проектируемые сооружения;

2) сбор полных и точных материалов и данных топографо-геодезических, инженерно-геологических, гидрологических и других съемок для составления рабочего проекта трассы.

Предпостроечные изыскания — это в основном полевые изыскания, выполняемые комплексными партиями.

Состав работ. В подготовительный период, до выезда в поле, подробно изучают материалы детальных технических

изысканий и технический проект трассы. По этим материалам составляют схему расположения трассы с указанием пикетажа, направления прямых участков («азимутов стремления»), положения фиксированных точек и пунктов геодезической основы; вычисляют аналитические координаты для перенесения на местность вершин углов поворота; перерисовывают схемы ходов по привязке аэрофотоснимков, абрисы опознаков; перевычисляют координаты пунктов от частных начал в общую систему, на стыках координатных зон — из одной зоны в другую.

Тщательно исследуют и юстируют все геодезические, гидрометрические и геофизические приборы, при необходимости их эталонируют и получают новые уравнения.

В процессе полевых изысканий на основании проекта трассы и рекогносцировки местности определяют в натуре положение углов поворота и производят трассировочные работы: вешение линий, измерение углов и сторон хода, разбивку пикетажа и поперечников, нивелирование, закрепление трассы, а также при необходимости дополнительную крупномасштабную съемку переходов, пересечений, примыканий, мест с неблагоприятными геологическими условиями, сложным рельефом и т. д. (см. § 34 и 35).

Одновременно выполняют инженерно-геологическую разведку, гидрометрические измерения на водотоках, почвенные и другие обследования трассы; детальную разведку карьеров строительных материалов; производят окончательное согласование трассы.

Рабочий проект трассы. На основании предпроектных полевых изысканий составляют рабочий проект трассы, состоящий из рабочих чертежей на все сооружения; пояснительной записки с обоснованиями, расчетами, ведомостями объемов работ, документами согласований, геодезическими данными, сметы.

Расходы на изыскания трассы входят в первую главу сметы «Изыскания и проектирования». Во второй главе сметы «Освоение трассы и подготовительные работы» выделяются средства на отвод земель и восстановление трассы. Расходы на геодезические разбивки линейных сооружений, станций и других площадей, переходов должны быть предусмотрены в соответствующих главах сметы как часть расходов на строительство этих сооружений.

Непосредственно перед строительством производят восстановление трассы на местности.

§ 31. АЭРОРАДИОНИВЕЛИРОВАНИЕ

Сущность способа. Как известно, при аэрорадионивелировании превышения точек местности вдоль линии полета определяют при помощи одновременного фиксирования показаний радиовысотомера и статоскопа (рис. 57). Радиовысотомер пред-

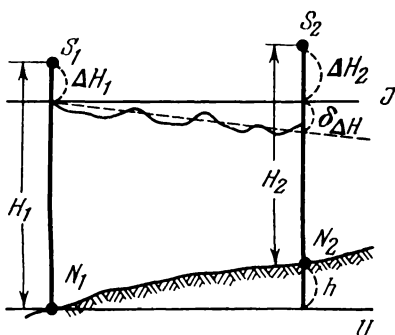


РИС. 57

точки N_1 , то согласно рис. 57 имеем

$$H_1 - \Delta H_1 = H_2 - \Delta H_2 + h,$$

откуда превышение между точками местности N_1 и N_2

$$h = (H_1 - H_2) - (\Delta H_1 - \Delta H_2). \quad (\text{IV.3})$$

Зная абсолютную высоту исходной точки, по превышениям, полученным из аэрорадионивелирования, можно определить высоты всех последующих точек.

Однако изобарическая поверхность, как правило, не параллельна уровенной и имеет некоторый общий наклон с дополнительными местными искривлениями, которые совместно искажают показания статоскопа. Величина поправки за систематический наклон изобарической поверхности может быть подсчитана по приближенной формуле, выведенной С. А. Бутлером,

$$\delta_{\Delta H} = -\frac{\omega v}{g} s \sin \varphi \sin 2\psi, \quad (\text{IV.4})$$

где ω — угловая скорость вращения Земли ($7,29 \cdot 10^{-5}$ 1/с); g — ускорение силы тяжести ($9,8$ м/с²); v — воздушная скорость самолета; s — длина маршрута от начальной точки до определяемой; φ — широта места; ψ — угол сноса самолета (положительный при сносе влево)

или

$$\delta_{\Delta H} = -0,002v \frac{\text{км}}{\text{ч}} s_{\text{км}} \sin \varphi \sin 2\psi. \quad (\text{IV.4}')$$

Следует иметь в виду, что высоты, фиксируемые радиовысотометром, также содержат искажения систематического и местного характера, которые в зависимости от вида подстилающего слоя земной поверхности могут доходить до 2—3 м и более.

* Поверхность равного барометрического давления.

Поправки за влияния этих искажений (δ_H) необходимо определять опытным путем и учитывать при аэрорадионивелировании.

Таким образом, уточненная формула аэрорадионивелирования будет иметь вид

$$h = (H_1 - H_2) - (\Delta H_1 - \Delta H_2) + \delta_{\Delta H} + \delta_H. \quad (IV.5)$$

Точность способа. На основании формулы (IV.5) средняя квадратическая ошибка определения превышений способом аэрорадионивелирования будет

$$m_h^2 = 2m_H^2 + 2m_{\Delta H}^2 + m_{\delta_{\Delta H}}^2 + m_{\delta_H}^2. \quad (IV.6)$$

При уравнивании хода аэрорадионивелирования между высотными пунктами (опорными площадками) влияние систематических источников ошибок в значительной мере устраняется и в самом слабом месте хода

$$m_{h_{ур}} = \sqrt{\frac{m_H^2 + m_{\Delta H}^2}{2} + \frac{m_{\delta_{\Delta H}}^2 + m_{\delta_H}^2}{4}}. \quad (IV.7)$$

Приняв для средних условий $m_H = 2$ м; $m_{\Delta H} = 1,5$ м; $m_{\delta_{\Delta H}} = 2$ м; $m_{\delta_H} = 1$ м, получим $m_{h_{ур}} = 2$ м.

По опытным данным в равнинной местности ходы аэрорадионивелирования, опирающиеся на геодезические пункты, обеспечивают определение высот со средней квадратической ошибкой порядка 2—3 м. В горных районах эта ошибка может быть в несколько раз больше.

В отечественном способе аэрорадионивелирования показания радиовысотомера и статоскопа синхронно фиксируются фотографическим путем на пленках лишь в момент экспонирования земной поверхности, т. е. этим способом определяют только высоты точек надира, используя их для высотной привязки аэрофотоснимков.

Аэропрофилограф. В заграничной практике для аэрорадионивелирования создан особый прибор — аэропрофилограф, автоматически записывающий профиль земной поверхности вдоль линии полета. Этот прибор состоит из высокочастотного радиовысотомера (длина волны 1,25 см) с узкой диаграммой направленности в нади́р (сколо 1°), электронного мембранного статоскопа и интегрирующего устройства, суммирующего непрерывные показания первых двух приборов согласно формуле (IV.3) и учитывающего поправку за наклон изобарической поверхности. Необходимые для этого текущие значения скорости v и угла сноса ψ определяются при помощи доплеровской системы.

Профиль местности (относительно начальной точки) непрерывно фиксируется на графике. При этом имеется возможность отдельной фотокамерой, оптическая ось которой параллельна линии направления антенны, выборочно фотографировать по-

лосу местности, отражающую импульсы, в частности площадки и водоемы с известными высотами, которые могут быть использованы как опорные при уравнивании аэрорадионивелирования.

Точность построения профиля местности аэропрофилографом составляет в среднем около 3—4 м. Предполагается, что с применением лазерного высотомера с узким пучком излучения эта точность может быть повышена в благоприятных условиях до 1 м.

§ 32. КАМЕРАЛЬНОЕ ТРАССИРОВАНИЕ

Трассирование по топографическим картам. Камеральное трассирование линейных сооружений производится при технико-экономических и технических изысканиях с целью выбора основного направления и вариантов трассы. Однако на местности со сложным рельефом прибегают к трассированию по крупномасштабным планам и в процессе полевых изысканий. В зависимости от условий местности камеральное трассирование выполняют или способом попыток, или построением линии заданного уклона.

Способ попыток применяют в равнинной местности на участках вольных ходов. Между фиксированными точками намечают по карте кратчайшую трассу и составляют по ней продольный профиль местности с проектной линией. На основании анализа продольного профиля выявляют участки, в которых трассу целесообразно сдвинуть вправо и влево, чтобы высоты местности ближе подходили к проектным. Эти участки вновь трассируют и составляют улучшенный проект трассы.

В горных условиях на участках напряженных ходов самым распространенным приемом камерального трассирования является нахождение на топографической карте в заданном направлении линии предельно допустимого уклона для данной категории трассы или, как его называют, «ход раствором циркуля».

Пусть, например, необходимо на карте из точки А (рис. 58) провести трассу в юго-восточном направлении с предельным уклоном трассирования $i_{\text{тр}}$. Для этого по карте данного масштаба $1 : M$ и по высоте сечения рельефа h определяют величину заложения L для уклона $i_{\text{тр}}$

$$L = \frac{h}{\text{tg } \nu} = \frac{h}{i_{\text{тр}}},$$

или в масштабе карты

$$l = \frac{h}{i_{\text{тр}}} \cdot \frac{1}{M}. \quad (\text{IV.8})$$

Например, при $h = 5$ м; $1 : M = 1 : 25\,000$; $i_{\text{тр}} = 0,012$

$$l = \frac{5000}{0,012} \cdot \frac{1}{25\,000} = 16,7 \text{ мм}.$$

Затем из начальной точки А, придерживаясь основного направления трассы, раствором циркуля, равным l , засекают соседнюю горизонталь. Из полученной точки Б вновь засекают этим же раствором циркуля точку В следующей горизонтали и т. д. При пересечении оврагов (участок ВГ) к тальвегу не спускаются, а переходят сразу на другую сторону, засекая одноименную горизонталь. Так же поступают и при пересечении рек, стремясь, чтобы трасса была примерно перпендикулярна к направлению течения.

В местах, где расстояние между горизонталями больше принятого заложения (ГД), т. е. где естественный уклон местности меньше заданного уклона трассирования, точки выбираются свободно в необходимом направлении.

Таким образом, получают на карте точки А, Б, В, Г, Д, Е, Ж, З, образующие линию равных уклонов, или так называемую линию нулевых работ. Это значит, что если бы трассу провести по этой линии, то для соблюдения проектного уклона не надо было бы делать ни насыпей, ни выемок. Очевидно, что трассирование такой линии может быть произведено с двух заданных точек навстречу одна другой, при этом можно наметить несколько вариантов.

Так как линия нулевых работ обычно представляет собою весьма извилистую кривую, то для размещения основных элементов плана трассы ее спрямляют; затем вписывают кривые, разбивают пикетаж. По горизонталям определяют отметки пикетов и характерных перегибов местности и составляют продольный профиль, по которому проектируют трассу. В местах, где получаются большие объемы земляных работ, сообразуясь с высотами рельефа на карте, трассу несколько смещают в ту или иную сторону и перепроектируют этот участок.

Из формулы (IV.8) следует, что относительная ошибка определения на карте линии заданного уклона

$$\left(\frac{m_{i_{\text{ТР}}}}{i_{\text{ТР}}}\right)^2 = \left(\frac{m_h}{h}\right)^2 + \left(\frac{m_l}{l}\right)^2. \quad (\text{IV.9})$$

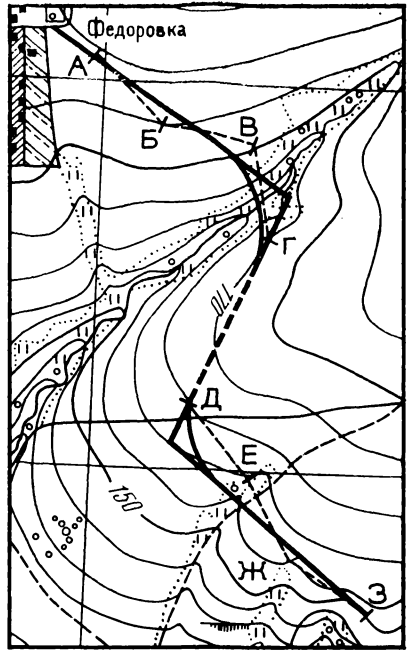


РИС. 58

Так как величина второго члена в правой части этой формулы значительно меньше первого, то им можно пренебречь, приняв

$$m_{i_{\text{тр}}} = \frac{m_h}{h} i_{\text{тр}}. \quad (\text{IV.10})$$

Средняя квадратическая ошибка взаимного положения на карте горизонталей примерно равна $1/5$ высоты сечения рельефа и, следовательно,

$$m_{i_{\text{тр}}} = \frac{1}{5} i_{\text{тр}}, \quad (\text{IV.10}')$$

т. е. заданный уклон $i_{\text{тр}}$ на отдельных участках линии нулевых работ соблюдается с ошибкой порядка $\pm 1/5 i_{\text{тр}}$. Например, при $i_{\text{тр}} = 0,020$ в среднем возможны колебания уклонов линий в пределах от 0,016 до 0,024.

Трассирование по стереомоделям. При измерениях на стереоприборах превышения h точек местности вычисляют по формуле

$$h = \frac{H}{b + \Delta\rho} \Delta\rho \approx \frac{H}{b} \Delta\rho, \quad (\text{IV.11})$$

где H — высота фотографирования; b — базис в масштабе аэрофотоснимка; $\Delta\rho$ — разность продольных параллаксов наблюдаемых точек. Следовательно, формула для фотограмметрического определения уклона местности будет иметь вид

$$i = \frac{h}{L} = \frac{H}{Lb} \Delta\rho, \quad (\text{IV.12})$$

где L — расстояние между точками (пикетами) на местности. Выразив L через отрезок l в масштабе аэрофотоснимка

$$L = l \frac{H}{f_k},$$

получим

$$i = \frac{f_k}{lb} \Delta\rho, \quad (\text{IV.13})$$

где f_k — фокусное расстояние камеры.

Из формул (IV.12) и (IV.13) легко найти разность продольных параллаксов для заданного уклона трассирования $i_{\text{тр}}$:

$$\Delta\rho = \frac{Lb}{H} i_{\text{тр}}, \quad (\text{IV.14})$$

если расстояние берется на местности, и

$$\Delta\rho = \frac{lb}{f_k} i_{\text{тр}}, \quad (\text{IV.14}')$$

если расстояние измеряется на снимке.

Средняя квадратическая ошибка фотограмметрического определения уклона составит

$$m_i = \frac{H}{Lb} m_{\Delta p} \quad (\text{IV.15})$$

или

$$m_i = \frac{f_k}{lb} m_{\Delta p}. \quad (\text{IV.15}')$$

Например, для $H=1000$ м, $b=65$ мм, $m_{\Delta p}=0,03$ мм, $L=100$ м получим $m_i = \pm 0,005$.

При фотограмметрическом трассировании ориентирование аэрофотоснимков на стереоприборе производят обычным образом, по опорным точкам. Стереоскопически изучая рельеф и ситуацию местности, геологические условия, намечают варианты трассы. В равнинных районах трассирование выполняют способом попыток, определяя фотограмметрическим путем профили вдоль намеченных вариантов и выбирая наиболее выгодные из них.

В холмистых и горных районах на стереомодели местности строят линию нулевых работ, предварительно вычислив по заданному уклону трассирования и принятому расстоянию между пикетами по формулам (IV.14) или (IV.15) величину Δp . Наводят марку на начальный пикет трассы и берут отсчет по параллактическому винту стереометра. Прибавив к этому отсчету вычисленное Δp (с плюсом или минусом в зависимости от знака уклона) и передвинув каретку на расстояние l , находят в направлении трассы точку, в которой марка касается поверхности стереомодели. Эта точка и соответствует уклону трассирования (рис. 59).

Прибавляя к отсчету по параллактическому винту для каждого последующего пикета величину Δp и передвигая каретку на расстояние l , по касанию марки модели определяют положение точек до конца стереопары. Найденную линию нулевых работ спрямляют, отмечают на ней пикеты, определяют их высоты. Затем переходят к следующей стереопаре.

Для автоматизации трассирования по аэрофотоснимкам линии заданного уклона и процесса построения продольных и поперечных профилей предложен ряд приставок к стереоприборам дифференцированного и универсального типов.

Основной недостаток трассирования по одиночным стереомоделям состоит в том, что при переходе к следующим моделям и анализе продольного профиля приходится возвращаться к трассе, уже построенной на предыдущих аэрофотоснимках, и переделывать ее на некоторых участках, а это требует повторного ориентирования снимков и, следовательно, значительной затраты времени. Поэтому более удобно использовать для трас-

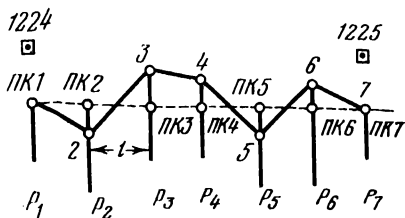


РИС. 59

мощью столика затруднено, составляют крупномасштабный план, по которому и проектируют трассу.

Метод камерального трассирования по стереомоделям до сих пор является сравнительно трудоемким и не получил широкого применения. Производственные организации предпочитают составлять стереофотограмметрическим методом изыскательские планы и использовать их как для камерального трассирования, так и при полевых изысканиях.

§ 33. АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА ВЫБОРА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТРАССЫ

Общие принципы. Автоматизированная система выбора и проектирования трасс основана на применении цифровой модели местности в качестве топографической основы, электронной вычислительной машины большой мощности для расчетов и проектирования вариантов, координатомера с программным управлением (графопостроителя) для автоматического составления проектной документации. Основная исходная информация для автоматизированных систем включает:

- а) аэрофотосъемку полосы трассирования в крупном масштабе с примерными вариантами плана трассы;
- б) геодезическое обоснование полосы для составления по стереомоделям на ЭВМ цифровой модели местности и выноса проекта трассы в натуру;
- в) крупномасштабную инженерно-геологическую съемку и гидрометрические измерения;
- г) параметры плана и проектного продольного профиля, типовые решения по трассе.

Разработан ряд программ по автоматизации выбора оптимальной трассы и ее проектирования. Наиболее эффективные из них сочетают творческий поиск специалистов по выбору трассы, обоснованию принципов проектирования и оценке отдельных вариантов с расчетами и оперативным анализом на ЭВМ. Примерный цикл автоматизированного проектирования трассы следующий: исходная информация — выбор параметров — расчеты трассы на ЭВМ — построение элементов трассы

сирования мультиплекс, на котором можно создать модель местности из большого числа стереопар.

Намеченную на мультиплексе трассу переносят по контурам на фотосхему для полевого обследования. В районах с особо сложным рельефом, где трассирование с по-

на графопостроителе — анализ и оценка трассы — уточнение и повторное решение — выходная информация.

Выбор оптимальной трассы ведут методом последовательных приближений. Для каждого варианта плана трассы находят оптимальный проект продольного профиля и путем сравнения запроектированных вариантов по техническим параметрам, объемам работ, строительным и эксплуатационным расходам и другим показателям выбирают оптимальный из них.

Выбор и проектирование трассы производят по отдельным участкам. После анализа и оценки трассы на данном участке, ее уточнения переходят к следующему участку, обращая внимание на сопряжение трассы на стыках участков.

В отечественной практике автоматизированное проектирование трассы как пространственной кривой разделяют на два этапа: выбор и расчет плана трассы и проектирование продольного профиля по выбранному плану. В соответствии с этим общая программа состоит из отдельных блоков, автоматизирующих процессы трассирования и проектирования:

- аналитический расчет плана трассы по заданным координатам фиксированных точек и параметрам трассирования;

- построение цифровой модели местности по исходным точкам и принятой поверхности аппроксимации рельефа;

- определение отметок местности по продольному профилю и поперечникам на цифровой модели по заданному плановому положению пикетов;

- проектирование продольного профиля трассы и поперечных профилей по принятым параметрам;

- определение объемов работ и расходов, сравнение и оценка вариантов;

- составление проектной документации.

Выбор полосы трассирования. Полоса трассирования шириною 200—300 м выбирается по топографическим планам и аэрофотоматериалам. Аэрофотосъемка полосы выполняется в крупном масштабе (1:3000—1:5000). Для полевой подготовки аэрофотоснимков, создания цифровой модели местности, вынесения проекта трассы в натуру развивают планово-высотное обоснование в виде ходов светодальномерной полигонометрии и нивелирования.

На фотосхемах или фотопланах полосы трассирования наносят опорные и фиксированные точки и намечают варианты трассы, графически определяя основные параметры плана: углы поворота, длины прямых, радиусы кривых, общий пикетаж.

Расчет плана трассы. Аналитический расчет плана трассы производится на ЭВМ по отдельным участкам, длина которых зависит от рельефа местности, вида и параметров трассы, мощности ЭВМ. Связь между смежными участками осуществляется через общие касательные в точках сопряжения.

Для каждого угла поворота подбираются варианты стандартных сопряжений прямых и кривых и на ЭВМ вычисляют их параметры и уравнения, по которым определяются координаты всех пикетов, главных точек круговых и переходных кривых, центров кривых, а также общая длина от начала трассы (пикетаж). На графопостроителе по этим аналитическим данным составляют план трассы.

Определение высот местности по продольному профилю и поперечникам. На основании изучения местности выбирают цифровую модель рельефа (регулярную, полурегулярную, структурную) и вид математической аппроксимирующей поверхности (наиболее часто 2-го порядка). На точном стереоприборе с автоматическим регистрирующим устройством создают цифровую модель полосы трассирования, и пространственные координаты исходных точек модели задают в память ЭВМ. С учетом рельефа и расположения исходных точек полоса трассирования разбивается на «зоны интерполирования» с небольшим перекрытием между ними. В каждой зоне число исходных точек должно быть не менее минимально необходимого, определяющего вид аппроксимирующей поверхности.

По отметкам исходных точек, расположенным в зоне интерполирования, определяют на ЭВМ по методу наименьших квадратов уравнение аппроксимирующей поверхности (см. § 28). По этому уравнению, зная координаты точек плана трассы, рассчитывают на ЭВМ высоты пикетов на оси и на поперечниках. На основании плана трассы и рассчитанных высот строят продольный и поперечные профили местности.

Выбор аппроксимирующей поверхности и расчет ее уравнения является весьма ответственной частью трассирования, определяющей точность составления профиля трассы и всех последующих проектных решений.

Проектирование профиля трассы. Расчет проектного продольного профиля трассы и проектных поперечных профилей ведется на ЭВМ на основании «черных» профилей местности и принятых параметров проектирования. Как и для элементов плана, для каждого участка трассы подбираются стандартные элементы профиля, состоящие из горизонтальных и наклонных прямых и вертикальных кривых.

По продольному профилю местности устанавливают проектные уклоны линий, радиусы и углы поворота вертикальных кривых, длины линий. По расстояниям и уклонам (или уравнениям вертикальных кривых) рассчитываются на ЭВМ проектные высоты точек и рабочие отметки как разность проектных высот трассы и высот поверхности земли. Точки пересечения линий проектного уклона и местности (точки нулевых работ) определяют из совместного решения уравнений прямых, составленных по координатам двух точек профиля, имеющих рабочие отметки с разными знаками (см. § 38).

По рабочим отметкам ведутся расчеты объемов земляных работ. Одновременно проектируются искусственные и другие сооружения трассы, рассчитывается смета расходов, ведутся анализ и оценка отдельных вариантов.

Для выбранной оптимальной трассы на ЭВМ вычисляют аналитические данные (полярные координаты) для разбивки на местности углов поворота и створных точек трассы от ближайших пунктов геодезического обоснования.

§ 34. ПОЛЕВОЕ ТРАССИРОВАНИЕ

Состав работ. Полевое трассирование включает следующие виды работ:

- 1) вынесение проекта трассы в натуру. Вешение линий;
- 2) определение углов поворота;
- 3) линейные измерения. Разбивка пикетажа с ведением пикетажного журнала;
- 4) разбивка круговых и переходных кривых;
- 5) нивелирование трассы. Установка вдоль трассы реперов;
- 6) закрепление трассы;
- 7) привязка трассы к пунктам геодезической основы;
- 8) съемка площадей, переходов, пересечений;
- 9) обработка полевых материалов. Составление плана трассы и продольного профиля.

Вынесение проекта трассы в натуру. Проект трассы, разработанный в камеральных условиях, выносится в натуру по данным привязки углов поворота к пунктам геодезической основы или к ближайшим четким контурам.

Полевое трассирование начинают с тщательной рекогносцировки местности и выявления существующей вблизи трассы геодезической опоры. Рекогносцировка ведется небольшими участками по мере продвижения изыскательской партии.

Материалы аэрофотосъемки и крупномасштабные планы значительно облегчают работы по вынесению трассы в натуру и по всему комплексу полевого трассирования, повышая их качество, полноту и сроки выполнения.

Определив в натуре положение соседних углов поворота по данным их привязки и установив в створе ряд вех, обследуют намеченное направление, особенно переходы через водотоки и овраги, пересечения существующих магистралей и другие сложные места. Иногда приходится несколько смещать провешенную линию и передвигать углы поворота, чтобы более удобно разместить элементы плана и профиля трассы и обеспечить минимальный объем строительных работ. Окончательно выбранное положение вершин углов поворота закрепляют на местности.

Решение задачи несколько усложняется, если между соседними углами поворотов нет прямой видимости. Направление

трассы в этом случае может быть определено несколькими способами.

1. Если вблизи имеется пункт геодезического обоснования с известными координатами, то трассу задают от направления с вершины угла поворота на этот пункт или, при отсутствии непосредственной видимости, от стороны хода, связывающего угол поворота с пунктом. При определении дирекционных углов направлений используются координаты углов поворота трассы.

2. В вершине угла поворота определяют астрономическим путем или при помощи гиротеодолита азимут направления на хорошо видимый земной предмет. От этого направления задают трассу по ее дирекционному углу.

3. В одной из вершин поворота устанавливают лазерный визир с вертикально направленным пучком света, по которому теодолитом, стоящим в соседней вершине, определяют направление стороны трассы.

4. Между смежными углами поворота прокладывают вытянутый ход; от примычной стороны этого хода задается направление трассы.

5. На производстве часто направление трассы задают по магнитному азимуту или по некоторой точке, приближенно намеченной по контурам, в створе линии AB (рис. 60). Приближенный створ продолжают до точки C , из которой видна вершина угла поворота B . Если точка C не лежит в створе AB , то измеренный при ней угол γ будет отличаться от 180° . По величине этого угла и измеренным сторонам $AC=l_1$ и $CB=l_2$ вычисляют с точностью до $1'$ угол β , отложив который от первоначально намеченной линии AC , определяют направление створа AB .

Из треугольника ABC следует, что

$$\sin \beta = \frac{l_2}{l_1} \sin (\beta + \gamma)$$

или

$$\operatorname{ctg} \beta = \frac{l_1}{l_2 \sin \gamma} - \operatorname{ctg} \gamma.$$

Так как угол β составляет несколько градусов, то относительная ошибка измерения расстояний l_1 и l_2 может быть допущена около $1/200$, т. е. для уточнения направления трассы достаточно проложить между вершинами углов поворота теодолитный ход с измерением расстояний по нитяному дальномеру.

При необходимости точку C , а также любую другую закрепленную точку прямой AC можно перенести в створ линии AB . Из рис. 60 видно, что

$$CC' = l_1 \sin \beta.$$

Определив тем или иным способом направление трассы на местности между углами поворота, производят вешение ли-

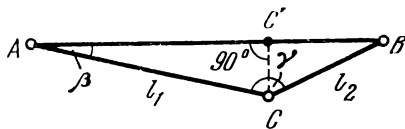


РИС. 60

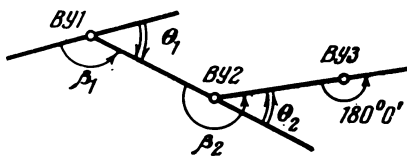


РИС. 61

ний, устанавливая вехи по теодолиту примерно через 100 м.

Определение углов поворота трассы. При трассировании обычно измеряют правые углы хода β_1, β_2 (рис. 61) одним приемом со средней квадратической ошибкой $0,5'$. Углы поворота трассы определяют при повороте линии вправо по формуле

$$\theta_{\text{пр}} = 180^\circ - \beta_1, \quad (\text{IV.16})$$

при повороте линии влево — по формуле

$$\theta_{\text{л}} = \beta_2 - 180^\circ. \quad (\text{IV.17})$$

Для контроля угловых измерений одновременно определяют по буссоли прямые и обратные магнитные азимуты (румбы) сторон трассы.

На длинных участках прямых в пределах прямой видимости (примерно через 500—800 м) устанавливают створные точки (дополнительные углы), которые задают отложением угла 180° при КП и КЛ, намечая из двух точек среднюю. Угол хода на створной точке измеряют обычным образом. Он не должен отличаться от 180° на величину более чем $\pm 1'$. В противном случае створную точку перемещают на местности.

Линейные измерения. При трассировании выполняют два вида линейных измерений.

Первый вид измерения — это определение расстояний между вершинами углов поворота и створными точками. Оно выполняется вместе с угловыми измерениями (как в теодолитных ходах). По результатам этих измерений и данным плановой привязки трассы к пунктам геодезической основы вычисляют координаты углов поворота. При углах наклона местности более 2° в измеренные линии вводят поправки за наклон (со знаком «минус»). В зависимости от условий местности предельную относительную ошибку измерений допускают $1/1000 - 1/2000$.

Первое измерение выполняют лентами или оптическими дальномерами. Так как длина сторон трассы обычно большая, то в последнем случае для получения надлежащей точности измерения проводят в благоприятных условиях видимости, тщательно проверяя коэффициент дальномера. Более выгодно стороны трассы измерять малыми свето- и радиодальномерами.

Второй вид измерения служит для разбивки пакета, элементов кривых и поперечных профилей, а также для промеров до точек ситуации, расположенной вблизи трассы. Оно выполняется обычно лентами или 50-метровой рулеткой.

Пикеты устанавливают через каждые 100 м. Кроме целых пикетов, отмечают в натуре плюсовые точки: рельефные — характерные перегибы рельефа местности (с точностью до 1 м) и контурные — пересекаемые трассой сооружения, водотоки, границы угодий и т. д. (с точностью до 1 см).

Непосредственно в процессе разбивки пакета вводят поправку за наклон местности. Так как расстояние между пикетами должно равняться 100 м по горизонтальному проложению, то поправка вводится со знаком плюс. Часто вместо введения поправок за наклон применяют ватерпасовку, т. е. ленту укладывают примерно горизонтально, проектируя отвесом ее приподнятый конец на землю. Для обеспечения надлежащей точности в этом случае необходимо поддерживать мерный прибор в середине, чтобы иметь небольшую стрелу провеса f . Как известно, ошибка Δ_f за провисание мерного прибора длиной l определяется по формуле

$$\Delta_f = \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l} \quad (\text{IV.18})$$

или

$$\frac{\Delta_f}{l} = \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2}. \quad (\text{IV.19})$$

Чтобы относительная ошибка $\frac{\Delta_f}{l}$ не превышала $1/2000$, стрела провеса при $l=20$ м не должна быть больше величины

$$f \leq l \sqrt{\frac{3}{8} \cdot \frac{\Delta_f}{l}} \leq 0,27 \text{ м.}$$

Учитывая, что эта ошибка систематическая, следует не допускать провисания мерного прибора.

Так как по пикетажу определяют объем работ и подсчитывают необходимое количество материалов, то линии местности при разбивке пакета, строго говоря следует приводить не к горизонту, а к проектной линии сооружения.

Разбивка пакета через 100 м сильно затрудняет применение дальномера для данного вида работ. Поэтому рекомендуют так называемый беспикетный способ полевого трассирования, при котором разбивают на местности только рельефные и контурные плюсовые точки, измеряя между ними расстояние дальномером и подсчитывая их пикетажные значения по суммам расстояний (нарастающим итогом).

При использовании малого светодальномера его устанавливают в вершине угла поворота или на створной точке, а отражатель для измерения линии последовательно ставят на всех плюсовых точках в пределах прямой видимости. В измеренные расстояния вводят поправки для приведения их к горизонтальному проложению. Небольшие расстояния между плюсовыми точками, расположенными в оврагах и в других невидимых для светодальномера местах, могут быть измерены по дальномерным нитям нивелира, устанавливаемого при продольном нивелировании в створе трассы. Для контроля и повышения точности эти расстояния увязываются между плюсовыми точками, определенными из светодальномерных измерений.

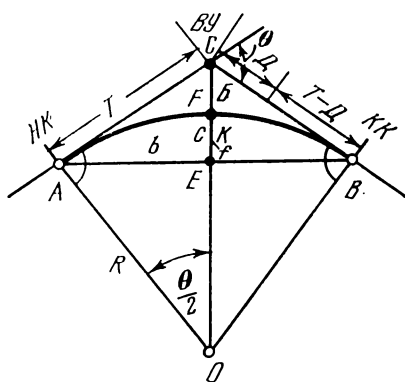


РИС. 62

На планах и продольных профилях пикеты наносят камерально, а их отметки земли определяют путем интерполирования между ближайшими плюсовыми точками. Если целые пикеты на трассе необходимы для строительства линии, то их разбивают на местности при восстановлении трассы.

Разбивка главных точек кривых. На углах поворота трасс дорог, трубопроводов, каналов производят вставки кривых и пересчет по ним пикетажа. В качестве таких кривых обычно применяют дуги окружностей больших радиусов (круговые кривые). На дорожных трассах в связи с большой скоростью движения прямые участки и конечные части круговых кривых дополнительно сопрягают переходными кривыми переменного радиуса.

Основными элементами круговых кривых являются (рис. 62) угол поворота θ , определяемый в натуре; радиус кривой R , назначаемый в зависимости от условий местности и категории линии; длина касательных $AC-BC-T$, называемая тангенсом; длина кривой $AFB=K$; длина биссектрисы $CF=B$; величина домера D .

Так как в точках начала A и конца B круговой кривой касательные AC и BC перпендикулярны к направлению радиуса R , то, следовательно, центральный угол AOB равен углу поворота θ трассы и линия CO является биссектрисой этого угла. Из прямоугольного треугольника AOC имеем

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}; \quad (IV.20)$$

$$K = \frac{2\pi R\theta^\circ}{360^\circ} = R \frac{\pi\theta^\circ}{180^\circ}, \quad (\text{IV.21})$$

где угол θ выражен в градусах;

$$B = OC - OF = \frac{R}{\cos \frac{\theta}{2}} - R,$$

или

$$B = R \left(\sec \frac{\theta}{2} - 1 \right). \quad (\text{IV.22})$$

При трассировании на кривых линейные измерения ведут по тангенсам, а длину трассы считают по кривой. Поэтому необходимо знать домер D , т. е. насколько расстояние по двум тангенсам длиннее кривой:

$$D = 2T - K, \quad (\text{IV.23})$$

или

$$D = R \left(2 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} - \frac{\pi\theta}{180^\circ} \right). \quad (\text{IV.24})$$

Линия $AB = b$ является хордой кривой; величина $FE = f$ — стрелой изгиба,

$$f = OF - OE,$$

или

$$f = R - R \cos \frac{\theta}{2} = 2R \sin^2 \frac{\theta}{4}. \quad (\text{IV.25})$$

По приведенным формулам для аргументов R и θ составлены таблицы кривых*. Так как все элементы кривых пропорциональны радиусу R , то табличные данные, рассчитанные на определенный радиус, например 1000 м, могут быть приведены к величине любого радиуса R путем умножения на коэффициент $R/1000$.

Точки начала, конца и середины кривой называются главными точками кривой. На местности разбивку пикетажа ведут по тангенсу до вершины угла поворота. Пикетное значение (ПК) начала HK , конца KK и середины $СК$ кривой находят из выражений

$$\left. \begin{aligned} \text{ПК } HK &= \text{ПК } ВУ - T, \\ \text{ПК } KK &= \text{ПК } HK + K, \\ \text{ПК } СК &= \text{ПК } HK + \frac{K}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.26})$$

где ПК $ВУ$ — пикетажное значение вершины угла поворота.

* В. Н. Ганьшин, Л. С. Хренов. Таблицы для разбивки круговых и переходных кривых. М., Недра, 1966, Н. А. Митин. Таблицы для разбивки кривых на автомобильных дорогах. М., Недра, 1976.

Контрольными формулами являются

$$\left. \begin{aligned} \text{ПК } KK &= \text{ПК } BU + T - D, \\ \text{ПК } СК &= \text{ПК } КК - \frac{K}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.27})$$

Начало кривой *НК* в натуре находят путем откладывания от ближайшего закрепленного пикета расстояния, вычисленного по пикетажному значению. Эту же точку получим, если отложить от вершины угла в обратном направлении величину тангенса *T* (см. рис. 62).

Для дальнейшей разбивки пикетажа по новому направлению трассы откладывают от вершины угла *ВУ* величину домера *D*, считая, что его конец имеет тот же пикетаж, что и вершина угла. От конца домера отмеряют расстояние, являющееся дополнением пикетажного значения вершины угла до ближайшего числа, кратного длине мерного прибора, и от полученной точки обычным путем продолжают разбивать пикеты и плюсовые точки, в том числе и конец кривой *КК* по его пикетажному значению.

Для нахождения на местности середины кривой *СК* угол хода делят пополам и по этому направлению откладывают длину биссектрисы *Б*.

Если в средней части кривой трасса попадает на препятствие, которое желательно обойти, то необходимо изменить радиус кривой, увеличив или уменьшив его. Величину измененного радиуса легко найти. Для этого на местности измеряют величину биссектрисы, при которой трасса обходит препятствие и наиболее удачно вписывается в рельеф и ситуацию местности. По измеренной биссектрисе и углу поворота в таблицах находят ближайшую величину нового радиуса и новые значения элементов кривой, по которым она вновь разбивается на местности.

Определяем, с какой точностью необходимо знать углы поворота трассы, чтобы основные элементы кривой были получены со средней квадратической относительной ошибкой порядка 1 : 2000. Из формулы тангенса (IV.20) согласно теории ошибок

$$m_T = \frac{R}{2 \cos^2 \frac{\theta}{2}} \cdot \frac{m'_\theta}{\rho'} \quad (\text{IV.28})$$

или

$$\frac{m_T}{T} = \frac{m'_\theta}{\rho' \sin \theta},$$

откуда

$$m'_\theta = 3438' \frac{m_T}{T} \sin \theta. \quad (\text{IV.29})$$

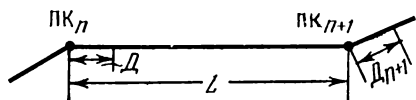


РИС. 63

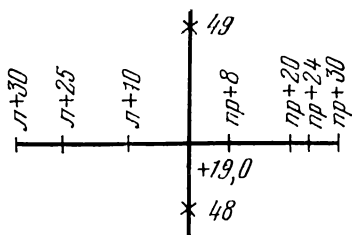


РИС. 64

Приняв $\frac{m_T}{T} = \frac{1}{2000}$, $\theta = 30^\circ$, найдем, что $m_\theta = 0,8'$. Для биссектрисы (IV.22)

$$m_B = \frac{m'_\theta}{\rho'} \cdot \frac{R \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}{2 \cos \frac{\theta}{2}} \quad (\text{IV.30})$$

или

$$\frac{m_B}{B} = \frac{m'_\theta}{\rho'} \frac{\operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}{2 \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)}, \quad (\text{IV.30}')$$

откуда

$$m'_\theta = 3438' \frac{m_B}{B} \cdot \frac{2 \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)}{\operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}.$$

При тех же значениях получим $m_\theta = 0,5'$. Эти требования соответствуют точности измерения углов в теодолитных ходах.

При разбивке пикетажа лентой относительная предельная ошибка измерений не должна быть более 1 : 1000 в равнинной и 1 : 500 в горной местности. Для контроля по пикетажу вычисляют расстояние между смежными вершинами углов поворота или створными точками. Это расстояние равно разности пикетажных значений последующей и предыдущей вершин угла плюс домер на предыдущей вершине (рис. 63):

$$L = \text{ПК}_{n+1} - \text{ПК}_n + D_n. \quad (\text{IV.32})$$

Величина L в пределах точности измерений должна равняться длине линии, полученной при измерении между углами поворотов.

Для трасс, где кривые отсутствуют, $D = 0$ и, следовательно,

$$L = \text{ПК}_{n+1} - \text{ПК}_n.$$

$$\begin{array}{r} \text{ВУ } 12+52,86 \\ -Т \quad 48,59 \\ \hline \text{НК } 12+04,27 \\ +К \quad 96,34 \\ \hline \text{КК } 13+00,61 \end{array}$$

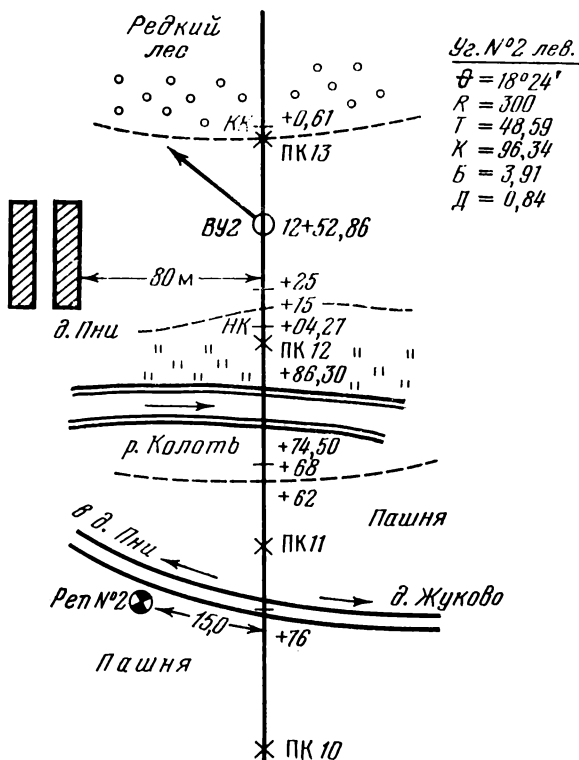
$$\begin{array}{r} \text{ВУ } 12+52,86 \\ +Т \quad 48,59 \\ \hline 13+01,45 \\ -Д \quad -0,84 \\ \hline \text{КК } 13+00,61 \end{array}$$


РИС. 65

Для характеристики поперечного уклона местности разбивают поперечные профили в обе стороны от трассы на 15—30 м и более в зависимости от характера склона и типа трассы (рис. 64). Поперечные профили назначаются на таком расстоянии один от другого, чтобы местность между ними имела однообразный уклон. Если этот уклон более 0,2 (11°), то профили следует разбивать на всех пикетных и плюсовых точках.

Одновременно с разбивкой пикетажа ведется пикетажный журнал (рис. 65). В нем показывают ось трассы в виде прямой линии посередине страницы, на которой в некотором масштабе (обычно одна клетка равна 20 м) наносят все пикетные и плюсовые точки, углы поворота, поперечные профили, границы препятствий и ситуацию примерно на 50 м в обе стороны от оси.

Запись в пикетажном журнале ведется снизу вверх, чтобы правая и левая стороны страницы соответствовали правой и левой сторонам трассы по ходу пикетажа. Углы поворота

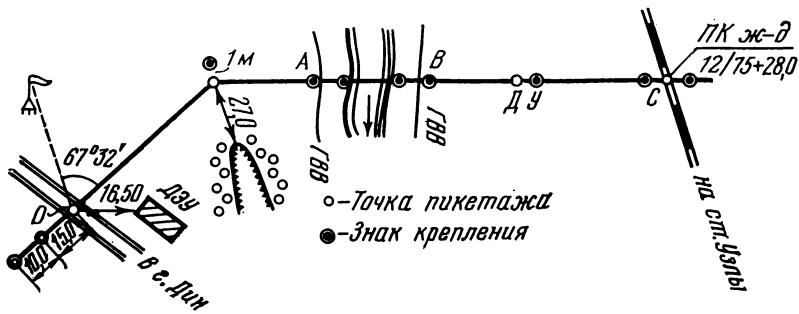


РИС. 66

в журнале показывают в виде стрелок, направленных вправо или влево от средней осевой линии в зависимости от того, в какую сторону поворачивает трасса. Около углов поворота выписывают принятые элементы кривых: угол поворота с указанием, правый или левый, радиус, тангенс, кривая, биссектриса, домер; здесь же подсчитывают пикетажные наименования начала и конца кривой.

В сложных горных условиях и в населенных пунктах целесообразнее вести пикетажный журнал в виде абриса, т. е. не вытягивать ось трассы в прямую линию, а изображать ее ломаной линией, как она идет в натуре, и относительно этой линии показывать ситуацию.

Закрепление трассы. Трасса должна быть надежно закреплена, чтобы ее легко можно было найти и восстановить перед строительством. Пикеты и плюсовые точки закрепляют кольями (точкой и сторожком) и окапывают канавкой. Все опорные пункты трассы, фиксированные точки, вершины углов поворота и створные точки, места переходов через крупные препятствия и примыкания дополнительно закрепляют деревянными или железобетонными столбами и составляют абрис привязки их к местным предметам (рис. 66).

Переход *АВ* через реку закрепляют двумя столбами по оси на каждом берегу. Один из столбов устанавливают у русла, второй — на границе затопления высоких вод.

Точку примыкания трассы *О* и пересечения *С* закрепляют створной плоскостью, т. е. двумя столбами, установленными в створе с этой точкой и расположенными по одну или по разные стороны от примыкания с измерением расстояния между ними.

На углах поворота столбы обычно ставят с внешней стороны угла по направлению биссектрисы на расстоянии около 1 м от закрепленной вершины. На переходах и пересечениях знаки крепления устанавливают по оси рядом с теми точками или вместо тех точек, которые они закрепляют. Положение оси на столбе фиксируется гвоздем.

Знаки маркируют масляной краской. При этом на угловых столбах надписи делают на стороне, обращенной к вершине угла; на створных точках — на стороне, обращенной к меньшему пикету.

К пикетажу трассы привязывают все инженерно-геологические выработки, точки геофизической разведки, створы гидротрических измерений.

§ 35. ПЕРЕХОДНЫЕ КРИВЫЕ

Уравнение переходной кривой. При движении на криволинейных участках дорожных трасс возникает центробежная сила, для уравновешивания действия которой на железных дорогах делают возвышения наружного рельса по отношению ко внутреннему; на автомобильных дорогах устраивают вираж, т. е. односкатный поперечный профиль с наклоном к центру кривой.

Конечные точки круговых кривых сопрягают с прямыми при помощи так называемых переходных кривых, радиус которых непрерывно меняется от бесконечности (в начале переходной кривой) до радиуса круговой кривой (в точке сопряжения с последней), чем обеспечивается постепенное нарастание центробежного ускорения. Одновременно в пределах переходных кривых осуществляют «отведение возвышения» наружного рельса до отметки внутреннего, а на автодорогах — «отгон виража», т. е. переход от односкатного поперечного профиля к двускатному.

При выводе уравнения переходной кривой ставится следующее динамическое условие: в каждой текущей точке этой кривой действие возникающей центробежной силы должно уравновешиваться величиной возвышения наружного рельса или виража.

Согласно рис. 67 из треугольника BCD величина возвышения

$$h = s \operatorname{tg} v = si, \quad (a)$$

где s — расстояние от начала переходной кривой до текущей точки; i — продольный уклон отгона возвышения рельса или виража (0,001—0,002).

Рассматривая поперечный разрез пути, видим, что

$$h = a \operatorname{tg} \beta = a \frac{F}{P}, \quad (б)$$

где a — ширина пути; F — центробежная сила; P — вес.

Известно, что величина центробежной силы выражается формулой

$$F = \frac{P}{g} \frac{v^2}{\rho},$$

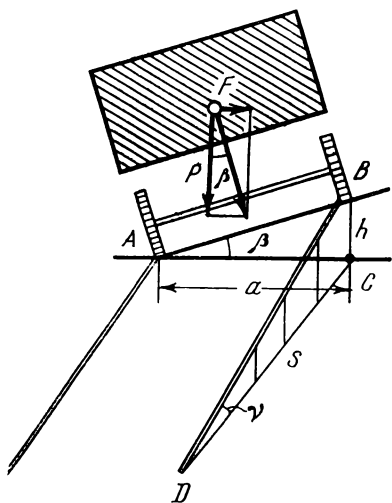


РИС. 67

где v — скорость движения;
 g — ускорение силы тяжести;
 ρ — радиус кривизны.

Поэтому выражение (б) можно переписать в виде

$$h = \frac{av^2}{g\rho}. \quad (\text{в})$$

Выполняя динамическое условие, приравняем правые части равенств (а) и (в)

$$si = \frac{av^2}{g\rho},$$

откуда

$$\rho = \frac{av^2}{sig}. \quad (\text{г})$$

В формуле (г) сомножитель $\frac{av^2}{ig} = C$ для заданной расчетной скорости движения v и принятого уклона i является постоянной величиной и называется параметром переходной кривой C . С учетом этого уравнение переходной кривой примет вид

$$\rho = \frac{C}{s}. \quad (\text{IV.33})$$

Следовательно, радиус кривизны переходной кривой должен меняться обратно пропорционально длине s ; при $s=0$ (начало переходной кривой) $\rho=\infty$. В точке примыкания переходной кривой к круговой радиус кривизны ρ равен радиусу круговой кривой R , а величина s равна принятой длине переходной кривой l .

На основании этого из формулы (IV.33) следует, что

$$C = \rho s = Rl,$$

т. е. параметр переходной кривой равен произведению радиуса круговой кривой на длину переходной кривой.

В зарубежной литературе параметр переходной кривой обозначают через A^2 , т. е. $A = \sqrt{Rl}$. Длина переходных кривых колеблется от 20 до 200 м в зависимости от категории дороги и радиуса кривизны и назначается кратной 20 м.

Определим математическую кривую, удовлетворяющую выведенному уравнению переходной кривой. Как известно, радиус кривизны в данной точке кривой

$$\rho = \frac{ds}{d\varphi}, \quad (\text{IV.34})$$

где φ — угол между осью абсцисс и касательной к кривой в данной точке (рис. 68).

Приравняем правые части уравнений (IV.33) и (IV.34)

$$\frac{ds}{d\varphi} = \frac{C}{s}. \quad (\text{IV.35})$$

Решая это дифференциальное уравнение и принимая во внимание, что при $\varphi=0$ и $s=0$, получим

$$\int_0^s s ds = C \int_0^\varphi d\varphi$$

и

$$\frac{s^2}{2} = C\varphi,$$

откуда

$$s^2 = 2C\varphi. \quad (\text{IV.36})$$

Это уравнение радиоидальной спирали, или клотоиды.

Для определения прямоугольных координат точек клотоиды запишем дифференциальные равенства

$$dx = ds \cos \varphi,$$

$$dy = ds \sin \varphi.$$

С учетом значений $ds = \frac{Cd\varphi}{s}$ из формулы (IV.35) и $s = \sqrt{2C\varphi}$ из (IV.36) имеем

$$dx = \frac{\sqrt{C} \cos \varphi d\varphi}{\sqrt{2\varphi}},$$

$$dy = \frac{\sqrt{C} \sin \varphi d\varphi}{\sqrt{2\varphi}}.$$

Разложив $\cos \varphi$ и $\sin \varphi$ в ряд, получим

$$dx = \frac{\sqrt{C}}{\sqrt{2\varphi}} \left(1 - \frac{\varphi^2}{2!} + \frac{\varphi^4}{4!} - \dots \right) d\varphi,$$

$$dy = \frac{\sqrt{C}}{\sqrt{2\varphi}} \left(\varphi - \frac{\varphi^3}{3!} + \frac{\varphi^5}{5!} - \dots \right) d\varphi.$$

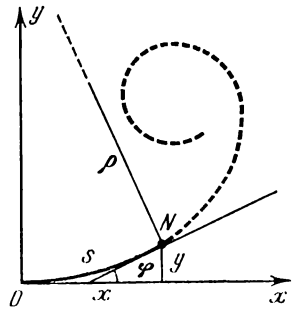


РИС. 68

Интегрируя полученные равенства и учитывая, что при $\varphi=0$ координаты $x=0$ и $y=0$, имеем

$$\left. \begin{aligned} x &= \sqrt{2C\varphi} \left(1 - \frac{\varphi^3}{5 \cdot 2!} + \frac{\varphi^4}{9 \cdot 4!} - \dots \right), \\ y &= \sqrt{2C\varphi} \left(\frac{\varphi}{3} - \frac{\varphi^3}{7 \cdot 3!} + \frac{\varphi^5}{11 \cdot 5!} - \dots \right). \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.37})$$

Подставив значения угла φ из формулы (IV.36), находим

$$\left. \begin{aligned} x &= s \left(1 - \frac{s^4}{40C^2} + \frac{s^8}{3456C^4} - \dots \right), \\ y &= \frac{s^3}{6C} \left(1 - \frac{s^4}{56C^2} + \frac{s^8}{7040C^4} - \dots \right). \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.38})$$

Для конечной точки переходной кривой $s=l$, и координаты этой точки

$$\left. \begin{aligned} x_l &= l \left(1 - \frac{l^2}{40R^2} + \frac{l^4}{3456R^4} - \dots \right), \\ y_l &= \frac{l^2}{6R} \left(1 - \frac{l^2}{56R^2} + \frac{l^4}{7040R^4} - \dots \right). \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.39})$$

Радиоидальная спираль строго удовлетворяет требованиям переходной кривой и наиболее широко применяется на практике.

Иногда для разбивки переходных кривых применяют кубическую параболу, у которой радиусы кривизны обратно пропорциональны абсциссам точек, т. е.

$$\rho = \frac{C}{x}. \quad (\text{IV.40})$$

Уравнение кубической параболы в прямоугольных координатах имеет вид

$$y = \frac{x^3}{6C}. \quad (\text{IV.41})$$

и соответствует первому члену уравнения радиоидальной спирали (при замене s через x).

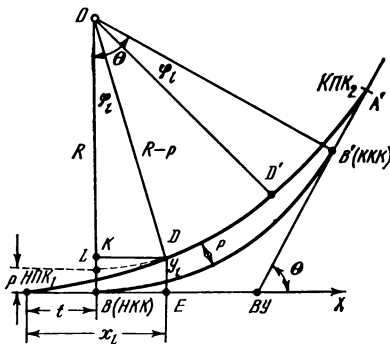


РИС. 69

Из формулы (IV.39) следует, что для конечной точки переходной кривой ошибка от замены клотоиды кубической параболой составит (с учетом второго порядка малости)

$$l - x_l = \frac{l^3}{40R^2}.$$

Потребуем, чтобы относительная величина этой ошибки не превышала точности разбивки кривых $\frac{1}{T}$,

$$\frac{l - x_l}{l} \leq \frac{l^2}{40R^2} \leq \frac{1}{T},$$

откуда

$$l \leq R \sqrt{\frac{40}{T}}. \quad (\text{IV.42})$$

При $\frac{1}{T} = \frac{1}{2000}$ получим $l \leq 0,15 R$.

Таким образом, при длине переходной кривой не более $0,15 R$ допустима замена клотоиды кубической параболой.

Таблицы переходных кривых рассчитаны по клотоиде. В качестве аргументов в них приняты длины переходных кривых l и радиусы круговых кривых R или параметр C .

Расчет элементов переходных кривых. При вставке переходных кривых AD и $A'D'$ (рис. 69) круговая кривая K укорачивается с каждого из концов на половину длины l переходной кривой и угол поворота θ уменьшается на величину $2\varphi_l$. Кроме того, оставшаяся часть круговой кривой смещается к центру O , уменьшая радиус R на величину ρ , называемую сдвигом ρ круговой кривой.

Величина угла φ определяется из уравнения (IV.36).

Для конца переходной кривой $s=l$, $C=Rl$ и

$$\varphi_l = \frac{l}{2R}. \quad (\text{IV.43})$$

Сравнивая (IV.36) и (IV.43), получим

$$\varphi = \varphi_l \left(\frac{s}{l} \right)^2. \quad (\text{IV.44})$$

В градусной мере

$$\varphi_l = \frac{l\rho}{2R} = \frac{90^\circ l}{\pi R}. \quad (\text{IV.45})$$

Так как переходные кривые уменьшают угол поворота трассы на величину $2\varphi_l$, устройство переходных кривых возможно только при условии, чтобы

$$\theta \geq 2\varphi_l$$

или, что все равно,

$$K \geq l. \quad (IV.46)$$

При $\theta > 2\varphi_l$ между концами переходных кривых будет располагаться смещенная круговая кривая, как показано на рис. 69. При $\theta = 2\varphi_l$ конец одной переходной кривой является началом другой, а длина круговой кривой равна нулю. При $\theta < 2\varphi_l$ переходные кривые будут накладываться одна на другую, и разбивка закругления с применением переходных кривых становится невозможной. Так, например, при $l = 100$ м и $R = 1000$ м угол $\varphi_l = 2^\circ 51' 53''$. Если угол поворота трассы меньше $2\varphi_l = 5^\circ 43' 46''$, то для разбивки переходной кривой необходимо или выбрать другие значения l и R , или увеличить в натуре угол поворота θ . Поэтому на дорожных трассах рекомендуется избегать очень малых углов поворота.

Практически вместо выражения (IV.46) соблюдается требование

$$K \geq l + 10 \text{ м,}$$

т. е. переходная кривая назначается с таким расчетом, чтобы ее длина была минимум на 10 м меньше круговой кривой. Это необходимо для устройства разделительной площадки между обратными уклонами отводов возвышения рельса или отгонов виража.

Величина p может быть определена из выражения

$$p = LB = OK + KB - OL.$$

Так как

$$OL = OD = R - p,$$

$$OK = OD \cos \varphi = (R - p) \cos \varphi,$$

и

$$KB = DE = y_l,$$

где y_l — ордината конца переходной кривой, то

$$p = (R - p) \cos \varphi + y_l - (R - p).$$

Откуда

$$p = R - \frac{R - y_l}{\cos \varphi} \quad (IV.47)$$

или

$$p = \frac{l^2}{24R} \left(1 - \frac{l^2}{112R^2} + \dots \right). \quad (IV.48)$$

Для приближенных расчетов

$$p = \frac{l^2}{24R}. \quad (\text{IV.48}')$$

Величина сдвижки p редко превышает 1 м, поэтому при расчетах кривых большого радиуса иногда пренебрегают уменьшением радиуса.

Расстояние t между началом переходной кривой и началом несдвинутой круговой кривой, называемое *дополнением к тангенсу*, находится из выражения

$$t = AE - BE.$$

Так как отрезок $AE = x_l$ есть абсцисса конца переходной кривой и $BE = KD = (R - p) \sin \varphi$, то

$$t = x_l - (R - p) \sin \varphi.$$

С учетом значения p из формулы (IV.47) получим

$$t = x_l - (R - y_l) \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV.49})$$

или

$$t = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{l^2}{120R} + \dots \right). \quad (\text{IV.50})$$

Величина t очень близка к половине длины переходной кривой $\left(t \approx \frac{l}{2} \right)$.

Для определения на местности начала первой ($НПК_1$) и конца второй ($КПК_2$) переходных кривых (см. рис. 69) откладывают соответственно от начала ($НKK$) и конца ($ККК$) несдвинутой («чистой») круговой кривой величину t . Эти же точки могут быть найдены от ближайших пикетов по их пикетажным значениям

$$\text{ПК } КПК_1 = \text{ПК } НKK - t,$$

$$\text{ПК } КПК_2 = \text{ПК } ККК + t.$$

Середина сдвинутой сопряженной кривой находится путем отложения от середины чистой кривой (точки $СК$) по направлению биссектрисы к центру величины сдвижки p или от вершины угла поворота $ВУ$ значения $B + p$.

Переходные кривые со смещенным центром. Как уже отмечалось, при вставке переходных кривых радиус круговой кривой уменьшается на величину сдвижки. Хотя эта величина и небольшая, но она усложняет расчеты кривых. Пренебрежение же сдвижкой для радиуса меньше 1000 м приводит к значительным искажениям при построении кривой на местности.

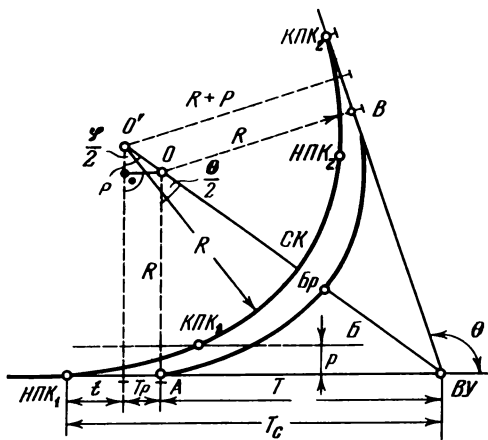


РИС. 70

Чтобы при сопряжении переходной и круговой кривых радиус последней не уменьшался, в таблицах для разбивки железнодорожных кривых, разработанных ГипротрансТЭИ, предусматривается смещение центра круговой кривой проектного радиуса внутрь по биссектрисе угла поворота трассы (рис. 70). Центр смещается с таким расчетом, чтобы проектный радиус сдвинутой круговой кривой оставался равен R , а расстояние от нового

центра O' до линии тангенсов составляло $R+p$.

Из рис. 70 следует, что величина смещения

$$OO' = p \sec \frac{\theta}{2}. \quad (IV.51)$$

Длина измененного тангенса кривой будет

$$T' = (R+p) \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} = T + p \operatorname{tg} \frac{\theta}{2},$$

т. е. получит приращение

$$T_p = p \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}. \quad (IV.52)$$

Общий тангенс T_c от вершины угла до начала переходной кривой равен

$$T_c = T + T_p + t. \quad (IV.53)$$

Биссектриса сдвинутой кривой

$$B_c = (R+p) \left(\sec \frac{\theta}{2} - 1 \right) + p,$$

или

$$B_c = B + p \sec \frac{\theta}{2},$$

т. е. увеличивается на величину

$$B_p = p \sec \frac{\theta}{2},$$

равную смещению центра кривой OO' .

Новый домер кривой находят из выражения

$$D_c = 2T_c - K_c,$$

где K_c — общая длина круговой и двух переходных кривых, равная $K+l$. Следовательно, с учетом формулы (IV.53)

$$D_c = 2T - K + 2T_p + 2t - l,$$

или

$$D_c = D + 2T_p - (l - 2t). \quad (IV.54)$$

Расчет пикетажа на сдвинутых кривых ведут по формулам (IV.26) и (IV.27), соответственно заменяя величины T , K , D новыми значениями T_c , K_c , D_c .

§ 36. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА КРИВЫХ

Для строительства трассы кривые на местности необходимо разбить через равные отрезки такой длины, чтобы можно было принять дугу за прямую. Очевидно, чем больше радиус кривой, тем может быть больше интервал детальной разбивки. При радиусе больше 500 м кривую разбивают через 20 м, при радиусе от 100 до 500 м — через 10 м. Для кривых радиуса меньше 100 м детальную разбивку производят через 5 м. Наиболее распространенными способами детальной разбивки кривых являются прямоугольных координат, хорд (секущих), углов (полярных координат), продолженных хорд.

Способ прямоугольных координат. В этом способе положение точек 1, 2, 3... (рис. 71, а) на кривой определяется через равные дуги k координатами $x_1, y_1; x_2, y_2; x_3, y_3, \dots$, при этом за ось абсцисс принимают линию тангенса, за начало координат — начало или конец кривой.

Координаты точек переходных кривых вычисляются по формулам (IV.38), координаты точек круговых кривых — по формулам

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= R \sin \theta; & y_1 &= 2R \sin^2 \frac{\theta}{2}, \\ x_2 &= R \sin 2\theta; & y_2 &= 2R \sin^2 2 \frac{\theta}{2}, \\ x_3 &= R \sin 3\theta; & y_3 &= 2R \sin^2 3 \frac{\theta}{2}, \\ \dots & \dots & \dots & \dots \end{aligned} \right\} \quad (IV.55)$$

где

$$\theta = \frac{180 k}{\pi R}. \quad (IV.56)$$

Для совместной детальной разбивки переходных и круговых и кривых в таблицах по аргументам R и l даны: абсциссы точек

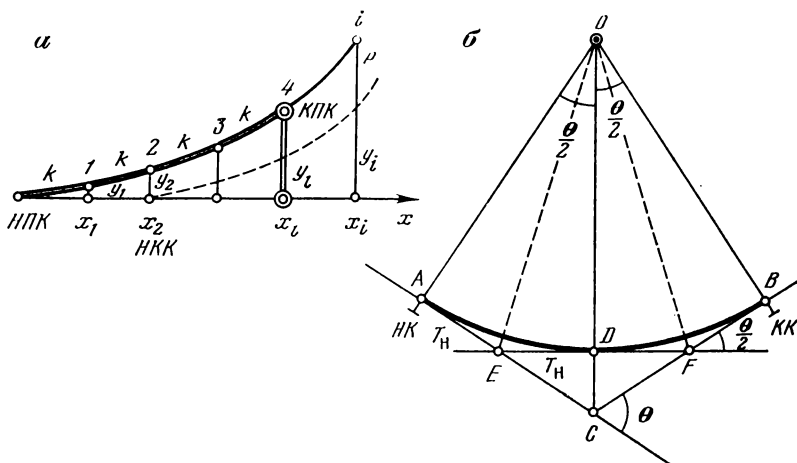


РИС. 71

от начала переходной кривой, при этом вместо значений x приведены разности $K-x$ («кривая без абсциссы»); ординаты точек, увеличенные на сдвигку p . Координаты конца переходной кривой подчеркнуты (или набраны жирным шрифтом).

Разбивку ведут от конечных точек кривой (**НПК**, **КПК**) к середине. Вдоль тангенса откладывают длины кратных кривых (k , $2k$, $3k$), отмеряя назад значения разности «кривая без абсциссы». В найденных точках восставляют перпендикуляры и откладывают ординаты y_1 , y_2 , y_3 , ..., определяя точки кривой. Расстояние между этими точками должно равняться k , что служит контролем точности разбивки.

При большом угле поворота, когда ординаты достигают значительных величин, рекомендуется разделить общий угол поворота на две части, как бы заменив одну кривую AB двумя сопрягающимися кривыми AD и DB одного радиуса (рис. 71, б). Каждую часть кривой разбивают отдельно от линии тангенсов AE и DE , BF и DF . Дополнительные точки E и F находятся на линиях AC и BC на расстоянии от точек HK и KK , равном длине тангенса,

$$T_n = R \operatorname{tg} \frac{\theta}{4}.$$

Таким же образом можно разделить кривую и на большее число сопряженных частей.

В способе координат каждая точка кривой определяется независимыми промерами и при переходе от одной точки к другой ошибки не накапливаются. В этом основное достоинство способа.

Способом прямоугольных координат производят вынесенные точки с касательной на кривую. Так как при трассировании пикетаж разбивают по тангенсам, то, чтобы не иметь ошибок в отметках точек на кривых, особенно на местности со значительным поперечным уклоном, необходимо вынести пикетные и плюсовые точки на кривую.

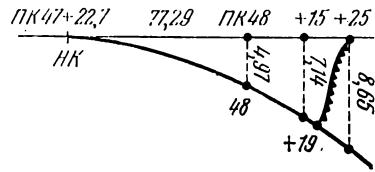


РИС. 72

По разности пикетажного значения выносимой точки (на рис. 72 ПК 48) и НК (или КК) определяют длину кривой (77,29 м) и находят по таблицам для данного радиуса кривой (600 м) координаты:

$$K-x=0,21 \text{ м,}$$

$$y=4,97 \text{ м.}$$

Отложив по тангенсу от ПК 48 по направлению к НК величину $K-x=0,21$ м и по перпендикуляру, восставленному в найденной точке, ординату $y=4,97$ м, получают на кривой положение ПК 48.

Однако может случиться, что вынесенная на кривую плюсовая точка окажется расположенной не на характерном перегибе местности (ПК 48+25 на рис. 72). Тогда приходится выносить с тангенса на кривую дополнительную точку, взятую на расстоянии 5 или 10 м от первой с таким расчетом, чтобы характерный перегиб местности был расположен на кривой между двумя этими точками. Это дает возможность наметить на кривой в створе вынесенных точек плюсовую точку на характерном перегибе рельефа и определить ее пикетажное значение, измерив расстояние до одной из вынесенных точек (ПК 48+19).

Способ хорд (секущих). В этом способе положение точек переходных и круговых кривых определяется координатами от хорд (секущих). Направление хорды AB , стягивающей конечные точки переходной кривой, получают по координатам ее конца x_l и y_l (рис. 73):

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{y_l}{x_l}. \quad (\text{IV.57})$$

С достаточной точностью

$$\delta = \frac{\varphi_l}{3}. \quad (\text{IV.57}')$$

Из рис. 73 видно, что направление секущей BD круговой кривой составляет с направлением BN , параллельным линии тангенса AM , угол $\varphi_l + \frac{\theta}{2}$ как направления, соответственно

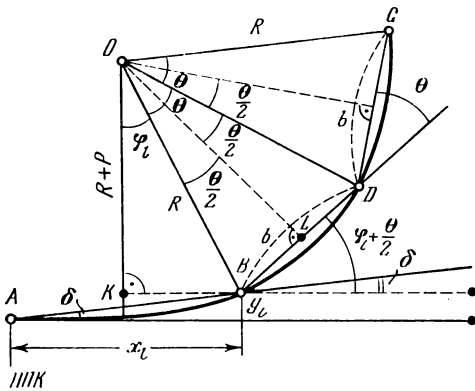


РИС. 73

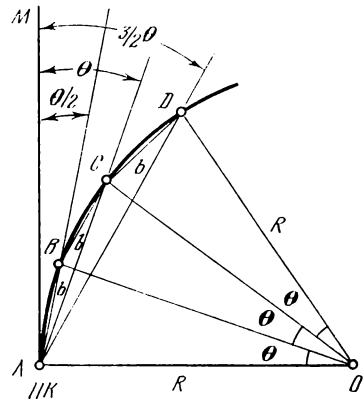


РИС. 74

перпендикулярные к сторонам OK и OL . Следовательно, угол между продолжением хорды переходной кривой AB и первой секущей BD круговой кривой равен

$$\delta_1 = \varphi_l + \frac{\theta}{2} - \delta, \quad (IV.58)$$

где φ_l — центральный угол переходной кривой, который находится по формуле (IV.45); θ — центральный угол круговой кривой, стягиваемой хордой b ,

$$\sin \frac{\theta}{2} = \frac{b}{2R}. \quad (IV.59)$$

При одной и той же длине хорды угол между последующими секущими круговой кривой будет равен углу θ .

Длину хорды b выбирают 100 м и более, однако с таким расчетом, чтобы наибольшая ордината y соответствовала возможностям стесненных условий измерений (не превышала 2—3 м).

Направления секущих задают при помощи теодолита по углам δ , δ_1 и θ . Координаты K — x и y для детальной разбивки кривой от хорды приведены по аргументам R и b в особых таблицах: отдельно для переходных кривых, отдельно для круговых кривых. Координаты точек кривой от хорды находятся путем преобразования координат от тангенса при повороте хорды от касательной: переходной кривой на угол δ , круговой кривой на угол $\frac{\theta}{2}$.

В таблицах также даны величины углов для переходных кривых: δ , φ_l , $\varphi_l - \delta$ и круговых кривых θ .

Детальную разбивку кривой ведут от концов хорды к середине таким же образом, как и в способе прямоугольных координат, от линии тангенса.

Способ углов. В этом способе использовано то положение, что углы с вершиной в какой-либо точке круговой кривой, образованные касательной и секущей и заключающие одинаковые дуги, равны половине соответствующего центрального угла (рис. 74), вычисляемого по формуле (IV.59). Величину угла $\frac{\theta}{2}$ можно выбирать из таблиц по значениям b и R .

В начале кривой A устанавливают теодолит и от линии тангенса задают угол $\frac{\theta}{2}$, откладывая вдоль полученного направления длину хорды $AB=b$. Найденную точку кривой закрепляют. От того же направления AM теодолитом отмеряют второй угол $2 \cdot \frac{\theta}{2}$. От точки B откладывают следующую длину хорды b так, чтобы ее конец лежал в коллимационной плоскости теодолита, фиксируя на местности точку C кривой, и т. д.

Так как в способе углов положение последующей точки определяется относительно предыдущей, то с возрастанием длины кривой точность ее детальной разбивки быстро падает. В этом главный недостаток.

Способ продолженных хорд. Разбивку кривой этим способом ведут без теодолита. По радиусу R и принятой длине хорды b (10 или 20 м) находят отрезки d и y , называемые в таблицах промежуточным и крайним перемещениями,

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{b^2}{2R}; \\ d &= 2y = \frac{b^2}{R}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.60})$$

Положение первой точки кривой B (рис. 75) может быть определено при помощи прямоугольных координат x и y или с отрезка тангенса $AN=b$ линейной засечкой радиусами-векторами $AB=b$ и $NB=y$. Закрепив точку B , на продолжении створа AB откладывают длину хорды b и отрезками $C'C=d$ и $BC'=b$ засекают на кривой точку C и т. д. Недостаток способа тот же, что и предыдущего.

Вертикальные кривые. При проектировании трассы перемены продольного профиля сопрягаются вертикальными кривыми. Это могут быть круговые кривые большого радиуса или клотоида.

Длина вертикальной круговой кривой (рис. 76)

$$K_v = R_v \beta, \quad (\text{IV.61})$$

где

$$\beta = \text{arctg}(i_1 - i_2).$$

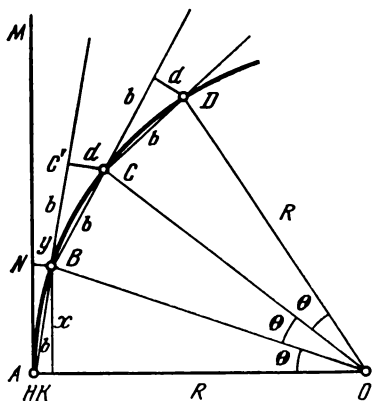


РИС. 75

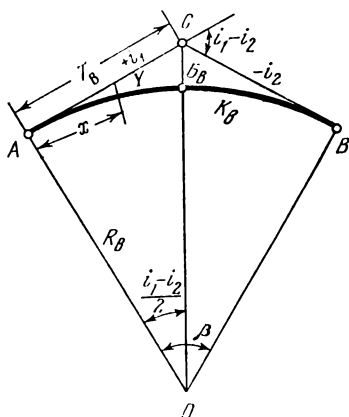


РИС. 76

Вследствие небольшой величины допускаемых проектных уклонов i_1 и i_2 (тангенсов углов наклона) можно принять

$$\beta = i_1 - i_2$$

и

$$K_B = R_B (i_1 - i_2). \quad (\text{IV.61}')$$

Тангенс вертикальной кривой

$$T_B = R_B \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = R_B \frac{i_1 - i_2}{2}. \quad (\text{IV.62})$$

Биссектриса вертикальной кривой

$$B_B = \sqrt{T_B^2 + R_B^2} - R_B$$

или приближенно

$$B_B = \frac{T_B^2}{2R} = \frac{K_B^2}{8R}. \quad (\text{IV.63})$$

Положение любой точки профиля на вертикальной кривой определяется прямоугольными координатами x и y (см. рис. 76). Абсциссы x отсчитывают через 10 м по пикетажу от начала вертикальной кривой. Для круговой кривой ординаты y вычисляют по формуле

$$y = \frac{x^2}{2R} \quad (\text{IV.64})$$

(или берут из таблиц) и вводят как поправки в проектные отметки продольного профиля, прибавляя их в случае вогнутой кривой и вычитая при выпуклой кривой.

Для определения элементов вертикальных кривых T_B , K_B и B_B , а также координат x и y составлены специальные таблицы.

§ 37. НИВЕЛИРОВАНИЕ И СЪЕМОЧНЫЕ РАБОТЫ. ПРИВЯЗКА ТРАССЫ

Нивелирование трассы. По пикетным точкам и поперечным профилям, а также по установленным вдоль трассы постоянным и временным реперам производят нивелирование.

Постоянные железобетонные реперы устанавливают при закреплении трассы через каждые 20—30 км, а также в местах пересечений существующих магистралей, вблизи переходов через крупные реки и горные препятствия, в населенных пунктах, на площадках станций. Дополнительно через 2—3 км устанавливают временные реперы, в качестве которых используют деревянные столбы и устойчивые предметы местности (цоколи зданий, обрезы фундаментов, опоры линий электропередач и др.). Реперы должны находиться вне зоны земляных работ будущего строительства. На каждый из них составляют абрис с привязкой к пикетажу трассы и к местным предметам.

Нивелирование по трассе, как правило, производят в два нивелира. Первым прибором нивелируют все пикетные и плюсовые точки, геологические выработки, постоянные и временные реперы. Вторым нивелируют только реперы, связующие точки, а также поперечные профили. Километровые пикеты и реперы обязательно нивелируют как связующие точки обоими нивелирами.

Одинокое нивелирование разрешают только на небольших трассах или вариантах длиной не более 50 км, когда ход опирается на реперы или нивелирные точки основной трассы. Такое нивелирование ведется по двусторонним рейкам.

Для нивелирования трассы применяют технические нивелиры различных типов. Хорошие результаты по точности и производительности дают нивелиры с компенсатором. В резко пересеченной местности выгодно применять нивелиры-высотомеры с наклонным лучом зрения или тригонометрическое нивелирование.

Нормальным расстоянием от нивелира до рейки считают 100—150 м. Таким образом, связующие точки намечают через 2—3 пикета, остальные точки берут как промежуточные (при одном взгляде на рейку).

Точность нивелирования по основной магистрали характеризуется следующими предельными ошибками:

1) невязка хода между исходными пунктами или замкнутого полигона не должна превышать

$$\text{пред } f_h = 50 \sqrt{L} \text{ мм,} \quad (\text{IV.65})$$

где L — длина хода или полигона в км;

2) расхождение между суммами превышений, полученными из первого и второго нивелирования, не должно превосходить

$$\text{пред } \Delta h = 50 \sqrt{2} \sqrt{L} = 70 \sqrt{L} \text{ мм.} \quad (\text{IV.66})$$

Съемочные работы. При полевом трассировании производят топографическую съемку отдельных участков и площадок в крупном масштабе (1 : 500—1 : 2000). Съемке подлежат переходы через водотоки, горные ущелья и перевалы; места пересечений существующих магистралей; участки со сложным геологическим строением; площадки под станции и различные службы; водосборные бассейны и др.

В равнинной местности, а также местности залесенной съемку производят по поперечникам. В сильно пересеченной, сравнительно открытой местности применяют тахеометрическую или мензульную съемку. На крупных мостовых переходах и в горных районах выгодно применять наземную стереофотограмметрическую съемку.

При съемке узкой полосы вдоль трассы (по 150—200 м по обе стороны от оси) плано-высотной опорой служат точки трассы. На пикетах и плюсовых точках строят поперечники, по которым разбивают пикетаж и производят нивелирование. Если намеченных точек недостаточно для съемки участка, то от основных поперечников в стороны разбивают еще дополнительные поперечники или выполняют тахеометрическую съемку.

В случае наличия крупномасштабных фотопланов подробных съемочных работ на трассе не ведут. На фотопланах обновляют и дополняют ситуацию, в необходимых местах рисуют рельеф.

Привязка трассы к пунктам геодезической основы. Для вычисления координат вершин углов поворота и абсолютных отметок точек, а также для контроля работ и повышения точности трассу привязывают в начале, в конце и через определенные промежутки в середине к пунктам триангуляции или полигонометрии и к реперам нивелирной сети.

Точность геодезических работ по привязке должна быть не ниже точности геодезических работ при проложении трассы.

Проект привязки трассы к пунктам геодезической основы составляют в начальный период технических изысканий и уточняют после полевых обследований трассы. Ведомственные инструкции ставят в зависимость расстояния, через которые необходимо привязывать промежуточные точки трассы к пунктам геодезической основы, от удаления этих пунктов от трассы. Так, например, при удалении геодезических пунктов от трассы до 3 км привязку требуют производить не реже чем через каждые 25 км трассы; при удалении пунктов от 3 до 10 км — через 50 км.

Правильнее планировать привязку так, чтобы обеспечить необходимую точность проложения теодолитно-нивелирной магистрали как геодезической основы для трассы. Как известно, предельная средняя квадратическая ошибка в плане по положению точек съемочного обоснования относительно пунктов геодезической основы не должна превышать после уравнива-

ния 0,2 мм в масштабе плана на застроенной территории и в открытой местности и 0,3 мм в закрытой, лесной местности. Таким образом, предельная невязка хода, проходящего обычно в сложных условиях местности, может быть допущена 0,6 мм в масштабе плана.

При предельной относительной ошибке хода $\frac{1}{T}$ будем иметь

$$\frac{0,6M}{L} = \frac{1}{T}, \quad (\text{IV.67})$$

где M — знаменатель численного масштаба плана; L — длина хода между исходными пунктами.

Из выражения (IV.71) получаем предельную допустимую длину хода L между точками привязки трассы

$$L = 0,6MT. \quad (\text{IV.68})$$

Приняв в теодолитной магистрали $\frac{1}{T} = \frac{1}{1500}$, получим по формуле (IV.68) для плана масштаба 1:10 000 длину хода $L=9$ км. При проложении вдоль трассы полигонометрического хода с точностью $1/T=1/5000$ длина $L=30$ км.

Если геодезические пункты значительно удалены от трассы, то через некоторое расстояние определяют азимуты сторон трассы: астрономическим путем или при помощи гиротеодолита. Между этими азимутами увязывают углы магистрали с учетом поправки за сближение меридианов, чем в значительной мере уменьшают поперечный сдвиг трассы.

Рассчитаем допустимую длину хода между двумя соседними азимутами, исходя из условия, чтобы возникающая при этом поперечная невязка хода m_u не превышала продольной невязки m_t , т. е. чтобы в каждом звене после уравнивания соблюдалось условие

$$m_u \frac{n}{2} = \frac{m_t}{2}. \quad (\text{a})$$

Для вытянутых ходов при измерении линий лентой

$$m_t^2 = \lambda^2 L^2 + \mu^2 L \quad (\text{б})$$

и

$$m_u^2 = L^2 \frac{m_p^2}{\rho^2} \frac{n+3}{12}, \quad (\text{в})$$

где λ и μ — коэффициенты соответственно систематического и случайного влияния при линейных измерениях; L — длина хода, $L=ns$; m_p — средняя квадратическая ошибка измерения угла; n — число сторон хода; s — средняя длина стороны.

При выполнении условия (а)

$$\lambda^2 \left(\frac{n}{2}\right)^2 s^2 + \mu^2 \frac{n}{2} s = \frac{1}{4} \frac{m^2 \beta}{\rho^2} n^2 s^2 \frac{n+3}{12}$$

и

$$n^2 - \left(\frac{12\lambda^2 \rho^2}{m^2 \beta} - 3\right) n - \frac{24\mu^2 \rho^2}{m^2 \beta s} = 0. \quad (\text{IV.69})$$

Приняв для магистрального хода, проложенного в средней пересеченной местности, $\mu = 0,005$; $\lambda = 1/20$; $\mu = 0,00025$; $m_\beta = 0,5'$; $s = 600$ м и решая уравнение (IV.69) относительно n , найдем $n = 34$. Следовательно, азимуты необходимо определять не реже чем через 34 стороны хода.

Если средняя квадратическая ошибка измерения угла равна m_β , то можно ожидать, что средняя квадратическая величина угловой невязки в звене, состоящем из n сторон, будет

$$m_\Sigma = m_\beta \sqrt{n+1}.$$

Для нашего случая при $m_\beta = 0,5'$ и $n = 34$ получим

$$m_\Sigma = 0,5' \sqrt{35} = 3'. \quad (\text{г})$$

С учетом ошибок азимутов угловая невязка равна

$$m_\Sigma^2 = m_\beta^2 (n+1) + m_{\alpha_n}^2 + m_{\alpha_k}^2, \quad (\text{д})$$

где m_{α_n} и m_{α_k} — средние квадратические ошибки определения азимутов сторон в начале и конце звена. Когда азимуты определены с одинаковой точностью, т. е.

$$m_{\alpha_n} \approx m_{\alpha_k} = m_\alpha,$$

формулу (д) можно переписать в виде

$$m_\Sigma^2 = m_\beta^2 (n+1) + 2m_\alpha^2. \quad (\text{IV.70})$$

Чтобы ошибки измеренных азимутов не оказывали существенного влияния на невязку, их величина должна быть в 2 раза меньше невязки в сумме углов звена, т. е.

$$m_\alpha \sqrt{2} = \frac{m_\beta \sqrt{n+1}}{2}, \quad (\text{е})$$

откуда средняя квадратическая ошибка определения промежуточного азимута стороны хода должна быть не больше

$$m_\alpha = \frac{m_\beta \sqrt{n+1}}{2} \quad (\text{IV.71})$$

или с учетом выражения (г)

$$m_\alpha = \frac{3}{2\sqrt{2}} = 1',$$

т. е. в среднем около 1'.

Нивелирные ходы, проложенные вдоль трассы, привязывают к реперам государственной нивелирной сети. Для обеспечения надлежащей точности изыскательских и строительных работ желательно, чтобы ошибки в высотах, установленных по трассе реперов и высотах уровня пересекаемых рек и дорог не превышали 10 см относительно реперов нивелирной сети. Другими словами, предельные невязки нивелирных ходов вдоль трассы не следует допускать более 20 см. Исходя из этого, по формуле (IV.65) получим, что высотную привязку трассы к пунктам нивелирной сети необходимо производить не реже, чем через 16 км.

§ 38. ОБРАБОТКА МАТЕРИАЛОВ ТРАССИРОВАНИЯ

Проверка полевых журналов. Уравнивание ходов. По мере продвижения вперед изыскательской партии материалы трассирования обрабатываются: проверяют полевые журналы, уравнивают нивелирные и теодолитные ходы, вычисляют высоты и координаты точек, составляют планы и профили пройденных участков и т. д. Эти материалы дают возможность судить о качестве намеченной трассы и о точности произведенных геодезических работ.

При проверке угломерных журналов особое внимание обращают на правильность вычисления углов поворота. Линейные измерения контролируют путем сравнения промеров между углами поворота с результатами разбивки пикетажа. В пикетажных журналах проверяют вычисление элементов кривых и пикетажных значений начала и конца кривых. В измеренные азимуты вводят поправки за сближение меридианов для перехода к дирекционным углам.

Теодолитно-нивелирную магистраль трассы уравнивают между привязанными пунктами геодезической основы и вычисляют координаты вершин поворотов и створных точек и высоты всех пикетов и плюсовых точек.

Угловая невязка хода не должна превышать

$$\text{пред } f_{\beta} = 1' \sqrt{n+1}, \quad (\text{IV.72})$$

где n — число сторон хода.

Линейная относительная невязка в средних условиях не должна превосходить $1/1000$.

На тщательную камеральную обработку полевых материалов и безошибочное составление графических документов необходимо обратить особое внимание. Небрежности и ошибки в камеральных работах и при наличии весьма хороших полевых материалов могут привести к серьезным дефектам при составлении проектной документации. Поэтому полевые журналы и все вычисления обрабатывают в две руки; составленные планы и профили трассы тщательно проверяют, планы отдель-

ных участков и площадок, изготовленные на основании съемки по поперечникам и тахеометрической съемки, корректируют в натуре, устраняя все выявленные ошибки и пропуски.

Составление ведомости прямых и кривых и плана трассы. В ведомость прямых и кривых заносят все элементы трассы. Прямые вставки P вычисляют как разности пикетажных значений начала кривой последующего угла поворота и конца кривой предыдущего угла. Расстояния L между вершинами углов получают по разности пикетажных значений смежных вершин с прибавлением домера предыдущей кривой.

Контролем правильности составления ведомости является следующее:

1. Разность между удвоенной суммой тангенсов и суммой кривых должна равняться сумме домеров, т. е.

$$2 \Sigma T - \Sigma K = \Sigma D. \quad (IV.73)$$

2. Разность между суммами правых и левых углов поворота должна равняться разности дирекционных углов конечной и начальной сторон трассы

$$\Sigma \theta_{\text{пр}} - \Sigma \theta_{\text{л}} = \alpha_{\text{к}} - \alpha_{\text{н}}. \quad (IV.74)$$

3. Сумма прямых вставок P плюс сумма кривых K должна равняться длине трассы s (разности пикетажных наименований конечной и начальной точек трассы). Этой же длине должна равняться разность между суммой расстояний L между вершинами углов поворота и суммой домеров D

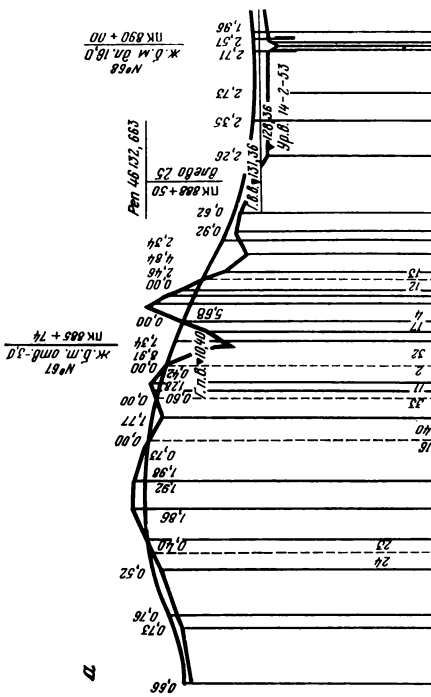
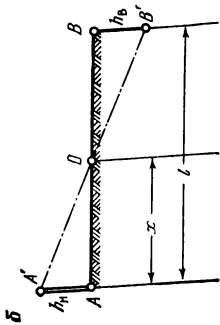
$$\Sigma P + \Sigma K = \Sigma L - \Sigma D = s. \quad (IV.75)$$

План трассы составляют в масштабе 1:5000 или 1:10000 по координатам углов поворота или по азимутам и длинам сторон. Кроме ситуации, снятой вдоль трассы и иногда дополненной с имеющейся крупномасштабной карты, на план наносят знаки крепления трассы, установленные реперы, начало и конец кривых, километры и характерные пикеты. На закруглениях подписывают элементы кривых, на прямых вставках — их длину и азимут или румб.

Одновременно с планом составляют схему отвода земель и оформляют карту окончательного согласования трассы.

Составление продольного профиля. Проектирование трассы. На пройденные участки трассы составляют продольные профили в горизонтальном масштабе 1:5000 или 1:10000 и вертикальном в 10 раз крупнее. Для подземных коммуникаций масштаб назначают 1:2000—1:1000. На профиль наносят примерное положение проектной линии, которое впоследствии уточняется. В характерных местах строят поперечные профили в масштабе 1:100.

Данные на продольном профиле размещают в отдельных графах, называемых сеткой профиля. Для каждого вида линей-



№51 ж.б.м. омд.-3.0
ПК 065 + 74

ПК 068 + 50
№68 ж.б.м. ом. 18.0
ПК 090 + 00

| | | | | |
|-----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|--|
| Расвернутый план трассы | Длина | | Тот полигонализация сдерживающей | |
| | Тот полигонализация сдерживающей | | Длина | |
| Промежные данные | Квитенный резерв | Уклоны | и вертикальные кривые | |
| | Уклоны | Отметки по бровке земляного полотна | | |
| | Отметки по бровке земляного полотна | | | |
| Отметки земли по оси дороги | | | | |
| Расстояния | | | | |
| Пикеты | | | | |
| Километры | | | | |

РИС. 77

ных сооружений установлена стандартная сетка профиля. На рис. 77, а представлен проект продольного профиля участка автомобильной дороги.

Составление продольного профиля начинают с нанесения пикетов и плюсовых точек и расстояний между ними (пикетажа трассы). Высоты точек земли выписывают с округлением до сантиметра и в принятом вертикальном масштабе откладывают по ординатам от линии условного горизонта. Намеченные на ординатах точки соединяют ломаной линией, являющейся продольным профилем местности по оси сооружения («черным профилем»). Горизонтальные кривые условно показывают в графе профиля дугами, обращенными выпуклостью вверх при повороте трассы вправо и вниз — при повороте влево. На каждой кривой подписывают пикетаж начала и конца, а также ее основные элементы. На прямых участках указывают длину и азимут или румб.

При проектировании трассы руководствуются техническими условиями для данного вида линейного сооружения. При заданном уклоне трассирования $i_{тр}$ и высоте фиксированной точки H_{ϕ} смежная проектная высота трассы будет

$$H = H_{\phi} + li_{тр}, \quad (IV.76)$$

где l — расстояние (горизонтальное проложение) между точками. Проектные отметки вычисляют до сантиметра и подписывают в соответствующей графе профиля. В зависимости от знака уклона показывают направление проектной линии вверх или вниз. Если уклон $i_{тр} = 0$, то линию изображают горизонтально. Уклоны подписывают в промиллях (тысячных долях).

По проектным высотам вычерчивают проектную (красную) линию и вычисляют рабочие отметки трассы как разность между проектными высотами и высотами земли пикетных и плюсовых точек. Очевидно, что рабочие отметки показывают высоту насыпи и глубину выемки.

Точки пересечения в профиле линии местности с проектной линией, называемые точками нулевых работ, находятся по рабочим отметками и расстояниям до пикетных точек методом линейного интерполирования. Из рис. 77, б видно, что из подобия треугольников $AA'O$ и $BB'O$

$$\frac{x}{l-x} = \frac{h_n}{h_b},$$

откуда расстояние до точки нулевых работ от пикетной точки A

$$x = \frac{h_n l}{h_n + h_b}. \quad (IV.77)$$

По найденным расстояниям x намечают точки нулевых работ на продольном профиле и при необходимости на местности.

Основными документами полевого трассирования являются:

1) пояснительная записка с обоснованием выноса проекта в натуру и согласованием трассы;

2) план и продольный профиль трассы; поперечные профили;

3) крупномасштабные планы переходов, пересечений, станций и других площадок и участков;

4) схематические планы отвода земель;

5) ведомости искусственных сооружений, пересекаемых трассой линейных сооружений, сноса сооружений и др.;

6) ведомости закрепления трассы, прямых и кривых, уравновешивания ходов, вычислений координат;

7) каталоги высот реперов, координат углов поворота, схемы геодезических сетей, чертежи центров и знаков.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

ГЛАВА V

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАЗБИВКИ СООРУЖЕНИЙ

§ 39. ПРИНЦИПЫ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Разбивкой сооружения, или вынесением проекта в натуру, называют геодезические работы, выполняемые на местности для определения планового и высотного положения характерных точек и плоскостей строящегося сооружения согласно рабочим чертежам проекта.

По своему содержанию разбивочные работы противоположны съемочным. Если при съемке на основании натуральных измерений составляют планы и профили и точность этих измерений зависит от масштаба съемки, то при разбивке, наоборот, по проектным планам и профилям находят на местности положение осей и точек сооружения для его строительства с точностью, предусмотренной нормативными документами. Поэтому способы измерений при разбивочных работах несколько отличаются от съемочных, а их точность значительно выше последних.

Многолетняя геодезическая практика выработала ряд ценнейших приемов для повышения точности угловых и линейных измерений между закрепленными на местности пунктами. Так, измерения углов обычно производят несколькими приемами в различных комбинациях; линии измеряют несколькими приемами или мерными приборами в прямом и обратном направлениях с последующим введением в полученные результаты ряда поправок за условия измерений и компарирование мерных приборов.

При разбивке инженерных сооружений обычно бывает задано на местности только одно направление или одна точка, а другое направление или другую точку необходимо найти, отложив проектный угол или проектное расстояние. Поэтому при разбивках часто бывает затруднительно применить способ многократных измерений заданных в проекте величин.

Геометрической основой проекта для вынесения его в натуру являются продольные и поперечные оси сооружения, относительно которых в рабочих чертежах даются все проектные размеры. Главные разбивочные оси привязывают к пунктам геодезической основы.

В качестве главных осей линейных сооружений (плотин, мостов, дорог, каналов, туннелей, направляющих путей, подземных и наземных коммуникаций) служат продольные оси этих сооружений; в проекте зданий—оси их симметрии или чаще габаритные оси внешних стен; отдельных эстакад, колонн, строений—оси симметрии их фундаментов.

Кроме главных разбивочных осей, различают основные оси наиболее ответственных частей сооружений (агрегатов, установок, конвейерных линий и др.), которые технологически связаны между собой и определяются с повышенной точностью. К главным и основным осям привязывают положение вспомогательных осей, используемых для разбивки всех частей и деталей сооружений и конструкций (котлованов блоков, фундаментов, закладных частей, конструкций и др.).

Высоты плоскостей, уровней и отдельных точек проекта задают от условной поверхности (в зданиях—от уровня чистого пола первого этажа) и обозначают: вверх со знаком плюс, вниз со знаком минус. Для каждого сооружения условная поверхность соответствует определенной абсолютной отметке, которая указывается в проекте.

Для вынесения проекта сооружения в натуру на местности строят плановую и высотную геодезическую основу соответствующей точности и в принятой системе определяют координаты и высоты пунктов этой основы. При геодезической подготовке проекта в этой же системе координат и высот определяют аналитические данные привязки главных осей и исходных уровней.

Разбивка сооружений выполняется в три этапа. На первом этапе производят основные разбивочные работы. От пунктов геодезической основы согласно данным привязки находят на местности положение главных разбивочных осей и закрепляют их знаками.

Опираясь на главные оси, производят разбивку и закрепление основных осей сооружения, причем для крупных сооружений для этой цели может возникнуть необходимость построения локальных разбивочных сетей.

На втором этапе проводят детальную строительную разбивку сооружения. От закрепленных точек главных и основных осей разбивают продольные и поперечные оси отдельных строительных блоков и частей сооружения с одновременной установкой точек и плоскостей на уровень проектных высот (отметок). Детальная разбивка, определяющая взаимное расположение элементов сооружения, производится значительно точнее, чем разбивка главных осей, задающая лишь общее положение и ориентировку сооружения в целом. Если в общем случае главные оси могут быть определены на местности с ошибкой 3—5 см, а иногда и грубее, то основные и детальные оси разбивают с точностью 2—3 мм, а то и точнее.

Третий этап заключается в разбивке технологических осей. По завершении строительства фундаментов разбивают и закрепляют монтажные (технологические) оси для установки в проектное положение конструкций и технологического оборудования. Этот этап требует наиболее высокой точности геодезических измерений (1—0,1 мм и точнее).

Таким образом, при разбивке сооружений соблюдается общий принцип производства геодезических работ: от общего к частному. Однако точность выполнения этих работ повышается от первого к третьему этапу.

§ 40. НОРМЫ ТОЧНОСТИ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Точность разбивки сооружений зависит от типа и назначения сооружения, материала возведения, технологических особенностей производства и регламентируется строительными нормами и правилами (СНиП), государственным стандартом «Система обеспечения геометрической точности в строительстве», техническими условиями проекта сооружения.

При заданном в проекте допуске Δ симметричное предельно допустимое отклонение от оси

$$\pm \delta = \frac{\Delta}{2} \quad (V.1)$$

или среднее квадратическое отклонение при вероятности $p = 0,9973$

$$\sigma = \frac{\delta}{3} = \frac{\Delta}{6}. \quad (V.2)$$

В общем случае точность возведения инженерного сооружения зависит от точности геодезических измерений, точности технологических расчетов проекта и ошибок строительного-монтажных работ.

С учетом независимого характера влияния этих факторов средняя квадратическая величина σ отклонения точки сооружения от теоретического положения может быть представлена в виде

$$\sigma^2 = \sigma_r^2 + \sigma_t^2 + \sigma_c^2, \quad (V.3)$$

где σ_r — суммарная величина влияния линейных, угловых и высотных ошибок геодезических измерений; σ_t — суммарные ошибки технологических расчетов проектов установок, агрегатов, автоматических линий; σ_c — суммарное влияние ошибок строительных и монтажных работ, включая для сборных элементов ошибки их изготовления.

Допустимая величина отклонения обычно задается в проекте, и необходимо найти такое соотношение между отдель-

ными источниками ошибок, чтобы их суммарное влияние не превышало этой величины с учетом технической возможности в отношении точности выполнения отдельных процессов и общей экономической эффективности решения задачи.

При расчетах точности геодезических измерений часто применяют принцип равного влияния отдельных независимых источников ошибок, т. е. в функции

$$\sigma^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \dots + \sigma_n^2 \quad (\text{V.4})$$

полагают, что

$$\sigma_1 \approx \sigma_2 \approx \dots \approx \sigma_n,$$

и требуют, чтобы влияние каждого из источников ошибок не превышало величины

$$\sigma_i = \frac{\sigma}{\sqrt{n}}, \quad (\text{V.5})$$

где n — количество источников ошибок.

Исходя из найденной величины σ_i , рассчитывают точность измерений, разрабатывают методику работ, подбирают инструменты.

Иногда применяют принцип пренебрегаемого (ничтожного) влияния отдельных источников ошибок, т. е. измерения проектируют таким образом, чтобы отдельные процессы выполнялись гораздо точнее, чем это необходимо по расчетам, и при определении суммарной ошибки влиянием этих источников пренебрегают.

Рассчитаем для выражения

$$\sigma^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2;$$

какую часть должна составлять ошибка σ_2 от σ_1 , чтобы практически можно было принять

$$\sigma = \sigma_1.$$

Примем

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1}{K},$$

где K — коэффициент обеспечения точности измерений или $1/K$ — коэффициент пренебрегаемого влияния ошибок измерений.

Чтобы влияние источника σ_1 не превышало средней квадратической ошибки определения σ , необходимо, чтобы $K=2$ (при точности определения $\frac{m\sigma}{\sigma} = 12\%$). Источник ошибок будет оказывать пренебрегаемое влияние на общую ошибку измерений, если $1/K \leq 0,5$, т. е. если величина ошибки составляет меньше половины суммарной ошибки.

Учитывая возможность получения высокой точности геодезических измерений, достигаемой сравнительно небольшими затратами средств, обычно принимают влияние ошибок разбивочных работ на допустимое отклонение δ пренебрегаемо малым, т. е.

$$\delta_r = \frac{\delta}{2}, \quad (\text{V.6})$$

где δ_r — суммарная предельная ошибка геодезических разбивочных работ.

Для обеспечения полной собираемости конструкций коэффициент перехода от предельной к средней квадратической ошибке принимают равным 3 (при вероятности $p=0,9973$)

$$\sigma_r = \frac{\delta_r}{3}$$

или с учетом формулы (V.6)

$$\sigma_r = \frac{\delta}{6}. \quad (\text{V.7})$$

Для особо сложных и ответственных сооружений принимают суммарную среднюю квадратическую ошибку детальных разбивочных работ равной $1/10$ величины допустимого по проекту отклонения конструкции и, исходя из этой ошибки, рассчитывают точности отдельных видов разбивочных работ.

При расчетах точности детальных разбивок сборных сооружений и конструкций иногда используют теорию размерных цепей, в которой рассматривают совокупность размеров, образующих замкнутый контур. Каждый из размеров, образующих размерную цепь, составляет звено. Звенья размерной цепи чаще всего определяют расстояния между осями и плоскостями сооружений. Зазор между соединениями и конструкциями рассматривается как самостоятельное звено размерной цепи.

Все звенья размерной цепи делятся на составляющие и замыкающие. Основное свойство размерных цепей заключается в том, что сумма проекций составляющих звеньев на какую-либо ось равна проекции замыкающего звена на ту же ось.

В общем виде уравнение размерной цепи записывают в виде

$$l_0 = f(l_1, l_2, \dots, l_n), \quad (\text{V.8})$$

где l_0 — размер замыкающего звена; l_i — размер составляющего звена.

Если предположить, что элементы размерной цепи имеют ошибки Δl_i , то

$$l_0 + \Delta l_0 = f(l_1, l_2, \dots, l_n) + \frac{\partial f}{\partial l_1} \Delta l_1 + \frac{\partial f}{\partial l_2} \Delta l_2 + \dots + \frac{\partial f}{\partial l_n} \Delta l_n. \quad (\text{V.9})$$

Т А Б Л И Ц А 12

| Класс точности | Характеристики зданий, сооружений и конструкций | Допустимые средние квадратические ошибки измерений при разбивочных работах | | |
|----------------|---|--|--|-------------------------|
| | | угловые измерения | линейные измерения и вертикальное проектирование | определение отметок, мм |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1—р | Металлические конструкции с фрезерованными контактными поверхностями | 10 | 1/15 000 | 1 |
| 2—р | Сборные железобетонные конструкции, монтируемые методом самофиксации в узлах | 10 | 1/10 000 | 2 |
| 3—р | Здания выше 16 этажей или с пролетами более 36 м и сооружения высотой более 60 м | 20 | 1/5000 | 2 |
| 4—р | Здания выше 5 до 16 этажей или с пролетами от 6 до 36 м и сооружения высотой от 15 до 60 м. Металлические, сборные железобетонные конструкции со сварными и болтовыми соединениями. Пространственные и тонкостенные монолитные железобетонные конструкции в передвижной и скользящей опалубке | 30 | 1/3000 | 5 |
| 5—р | Здания до 5 этажей или с пролетами до 6 м и сооружения высотой до 15 м. Железобетонные монолитные конструкции в переставной и стационарной опалубке. Конструкции из бетонных блоков и кирпича. Деревянные конструкции | 45 | 1/1000 | 10 |
| | Земляные сооружения | | | |

Согласно теории ошибок для замыкающего звена

$$\Delta l_0 = \frac{\partial f}{\partial l_1} \Delta l_1 + \frac{\partial f}{\partial l_2} \Delta l_2 + \dots + \frac{\partial f}{\partial l_n} \Delta l_n. \quad (\text{V.10})$$

Уравнение (V.10) позволяет решать две задачи: прямую — по допускам составляющих звеньев цепи найти допуск замыкающего звена; обратную — по допуску на замыкающее звено найти допуск и на составляющие звенья.

В случае если случайные ошибки звеньев независимы, среднюю квадратическую ошибку замыкающего звена определяют по формуле

$$m_{i_0}^2 = \left[\left(\frac{\partial f}{\partial l_1} \right)^2 m_{i_1}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2} \right)^2 m_{i_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial l_n} \right)^2 m_{i_n}^2 \right], \quad (\text{V.11})$$

где m_{l_i} — средние квадратические ошибки составляющих звеньев.

Если ошибки составляющих звеньев зависимы между собой, то необходимо учесть степень корреляционной зависимости между средними квадратическими ошибками m_i и m_j

$$m_{l_0}^2 = \left[\left(\frac{\partial f}{\partial l_i} \right)^2 m_{l_i}^2 \right] + 2 \left[\left(\frac{\partial f}{\partial l_i} \right)_i \left(\frac{\partial f}{\partial l_j} \right)_j m_i m_j r_{ij} \right]. \quad (\text{V.12})$$

Коэффициенты корреляции $r_{i,j}$ находятся для попарно зависимых звеньев l_i и l_j .

Расчет точности разбивочных работ с использованием теории размерных цепей наиболее целесообразен в тех случаях, когда допуск на замыкающее звено значительно больше допусков на составляющие звенья, т. е. в размерной цепи имеется «компенсатор».

В табл. 12 приведены общие требования к точности разбивочных работ в зависимости от типов зданий и сооружений согласно СНиП III—2—75 «Геодезические работы в строительстве».

§ 41. ЭЛЕМЕНТЫ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Основными элементами разбивочных работ являются построение проектного угла, отложение проектных расстояний, вынесение в натуру проектных отметок и уклонов.

Построение проектного угла. Для построения на местности проектного угла β необходимо отыскать от заданной исходной стороны BA (рис. 78) направление, образующее с этой стороной угол β .

Установив в пункте B теодолит, наводят его визирную ось на пункт A и берут отсчет по лимбу (обычно около 0°). Прибавив к этому отсчету проектный угол β и открепив алидаду, ставят ее на найденный отсчет. В створе визирной оси теодолита на соответствующем по проекту расстоянии фиксируют на местности точку. Такое же построение выполняют при другом круге, отмечая вторую точку. Из двух точек берут среднюю (C на рис. 78), принимая построенный угол ABC за проектный.

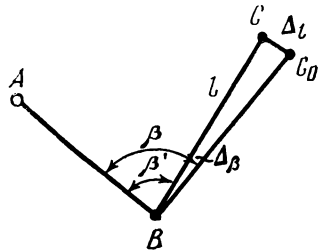


рис. 78

Если необходимо построить проектный угол с повышенной точностью, то найденный в первом приближении угол ABC измеряют несколькими приемами, определяя его более точное значение β_1 . Взяв разность между проектным β и измеренным

β_1 , получают поправку Δ_β , которую необходимо ввести для уточнения построенного угла

$$\beta = \beta_1 + \Delta_\beta.$$

Зная по проекту расстояние $BC=l$, вычисляют линейную поправку (редукцию) $CC_0=\Delta_l$. Из рис. 78 видно, что

$$\Delta_l = l \frac{\Delta_\beta''}{\rho''}, \quad (V.13)$$

где ρ — радиан в секундах.

Отложив на местности от точки C перпендикулярно к линии BC величину Δ_l , фиксируют точку C_0 . Угол ABC_0 и будет равен проектному углу β . Для контроля угол ABC_0 измеряют.

Точность построения на местности проектного угла зависит от ошибок собственно измерения (визирования и отсчета по лимбу), инструментальных ошибок, влияния внешних условий. Ошибки центрирования и редукции и ошибки исходных данных, т. е. ошибки в положении исходных пунктов A и B , на точность построения проектного угла влияния не оказывают. Однако эти ошибки вызывают смещение направления BC и разбиваемой точки C .

Исходя из формулы (V.13), ошибка определения линейной редукции проектного угла

$$m_{\Delta_l} = l \frac{m_{\Delta_\beta}''}{\rho''}. \quad (V.14)$$

При $l=300$ м, $m_{\Delta_\beta}=1,5''$ получим $m_{\Delta_l}=2,2$ мм. Очевидно, что с такой точностью линейная редукция легко может быть отложена на местности рулеткой или линейкой с миллиметровыми делениями.

Построение проектных линий. Для построения на местности проектной линии от исходной точки откладывают в заданном направлении расстояние, горизонтальное проложение которого равно проектному значению. Поправки в линию необходимо вводить непосредственно в процессе ее построения, а это затрудняет и осложняет работу, особенно при высокоточных измерениях. Поэтому часто поступают таким же образом, как и при построении углов.

На местности откладывают и закрепляют приближенное значение проектного расстояния. Это расстояние с необходимой точностью измеряют компарированными мерными приборами или точными дальномерами с учетом всех поправок измерений. Получив после камеральной обработки длину закрепленного отрезка и сравнив ее с проектным значением, находят линейную поправку Δ_l , которую и откладывают с соответствующим знаком от конечной точки отрезка B' (рис. 79). Для контроля построенную линию AB измеряют.

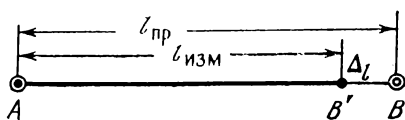


РИС. 79

Линейная поправка

$$\Delta_l = l_{\text{пр}} - l_{\text{изм}} \text{ и } l_{\text{пр}} = l_{\text{изм}} + \Delta_l.$$

Точность определения поправки Δ_l , т. е. точность построения проектного расстояния $l_{\text{пр}}$, в этом способе пол-

ностью зависит от точности линейных измерений расстояния AB' :

$$m_{\Delta_l} = m_{l_{\text{изм}}}. \quad (\text{V.15})$$

Исходя из требований к точности $l_{\text{пр}}$, выбирают средства измерений.

Следует иметь в виду, что при непосредственном отложении в натуре проектных расстояний поправки измерений имеют знаки, обратные тем, которые вводят при измерении линий (табл. 13).

Для примера рассмотрим введение главных поправок: за уравнение и температуру мерного прибора и за наклон местности.

Пусть имеем мерный прибор, длина которого при температуре измерения больше его номинальной длины. Поправку в линию между двумя закрепленными точками, измеренную этим мерным прибором, надо вводить со знаком плюс, так как, измеряя мерным прибором большей длины, получаем результат несколько меньший, чем следует. Наоборот, если согласно уравнению при температуре измерения прибор короче своей

ТАБЛИЦА 13

Поправки линейных измерений

(при измерении линий проволоками и мерными лентами)

Уравнение мерного прибора в общем виде

$$l_t = l_n + \Delta l_k + \Delta l_{t_0} (t - t_0) + \beta l_{t_0} (t^2 - t_0^2), \quad (\text{V.16})$$

где l_t — длина мерного прибора при температуре измерения t , l_n — номинальная длина прибора (например, 24,000 м); l_{t_0} — длина мерного прибора при температуре t_0 , полученная из компарирования; Δl_k — поправка за компарирование; α , β — коэффициенты линейного расширения.

| Наименование поправок | При измерении линий | При отложении проектных расстояний |
|------------------------------|--|---|
| Поправка за компарирование | $+\Delta l_k$ | $-\Delta l_k$ |
| Поправка за температуру | $\{\alpha l_{t_0} (t - t_0) + \beta l_{t_0} (t^2 - t_0^2)\}$ | $-\{\alpha l_{t_0} (t - t_0) + \beta l_{t_0} (t^2 - t_0^2)\}$ |
| Поправка за наклон местности | $-\frac{h^2}{2l} - \frac{h^4}{8l^3}$ | $+\frac{h^2}{2l} + \frac{h^4}{8l^3}$ |

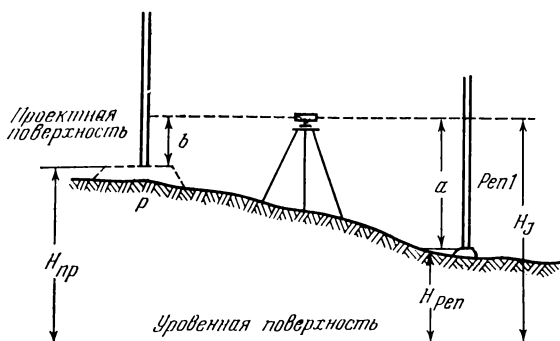


РИС. 80

номинальной длины, то поправку надо вводить со знаком минус, так как при измерении укороченным мерным прибором результат получится большим, чем следует.

При отложении мерным прибором проектных расстояний имеют только одну зафиксированную точку, вторую находят, отложив расстояние. Поэтому, если откладывать проектное расстояние удлиненным мерным прибором, то получим на местности расстояние длиннее проектного, и, следовательно, поправку надо вводить со знаком минус. Если мерный прибор укорочен (например, зимой), отложенная линия будет короче проектной, и поправку надо вводить со знаком плюс.

В линии, измеренные по наклонной местности, вводится поправка за наклон для приведения ее длины к горизонту. Эта поправка вводится со знаком минус, так как наклонное расстояние всегда длиннее горизонтального проложения.

При разбивке сооружений наблюдается обратное явление: проектное расстояние должно быть отложено по горизонтальному проложению; откладывая его по наклонной местности, тем самым укорачивают проектную длину, следовательно, поправка должна быть введена в этом случае со знаком плюс. Обычно при разбивках сооружений, чтобы не вводить поправок за наклон и повысить точность измерений, отложение проектных расстояний производят по обноскам, установленным горизонтально.

Для отложения на местности проектных линий используют в зависимости от требуемой точности стальные и инварные мерные приборы, оптические дальномеры, малые светодальномеры.

Вынесение в натуру проектных высот. Проектные высоты или отметки выносят в натуру от ближайших реперов, используя горизонт инструмента. Предварительно высоты от уровня чистого пола (или другого условного уровня) перечисляют

в систему, в которой даны высоты реперов и произведена съемка рельефа площадки.

Поставив нивелир посередине между репером $Pen. 1$ и выносимой точкой P (рис. 80), определяют горизонт инструмента

$$H_j = H_{\text{реп } 1} + a,$$

где $H_{\text{реп}}$ — высота репера и a — отсчет по рейке на нем, и проверяют H_j по второму реперу.

Чтобы установить точку P на проектную высоту $H_{\text{пр}}$, необходимо знать величину отсчета b . Из рис. 80 следует

$$H_{\text{реп } 1} + a = H_{\text{пр}} + b,$$

отсюда

$$b = H_{\text{реп } 1} + a - H_{\text{пр}} \quad (\text{V.17})$$

или

$$b = H_j - H_{\text{пр}}. \quad (\text{V.17}')$$

Вычислив по формуле (V.17') отсчет b , рейку в точке P поднимают или опускают, добиваясь, чтобы отсчет по средней нити равнялся вычисленному. Пятка установленной рейки и будет соответствовать проектной высоте и ее фиксируют в натуре, забивая колышек, ввинчивая болт или проводя черту на колонне.

Для контроля вынесенные в натуру точки нивелируют и определяют их фактические отметки, которые сравнивают с проектными. При обнаружении недопустимых отклонений работу повторяют.

Для передачи проектных высот точек, расположенных в одной вертикальной плоскости (на стенах, опалубках, колоннах), можно отметить на плоскости непосредственно горизонт инструмента (проекцию средней нити сетки). Отмеряя вверх или вниз от этой линии соответствующее превышение, фиксируют ту или иную проектную высоту.

Основными ошибками при вынесении проектных высот в натуру являются:

1) ошибки исходных данных, т. е. ошибки в высотах рабочих реперов, от которых устанавливают проектные отметки ($m_{\text{реп}}$);

2) ошибка отсчета a по рейке на репере (m_a);

3) ошибка установки рейки на проектный отсчет b (m_b). При тщательной работе можно принять $m_b \approx m_a$;

4) ошибка фиксирования проектной точки в натуре (m_{ϕ}). Можно добиться, чтобы при закреплении точки колышком $m_{\phi} = 3-5$ мм, при использовании болтов или шурупов $m_{\phi} = 1$ мм и меньше,

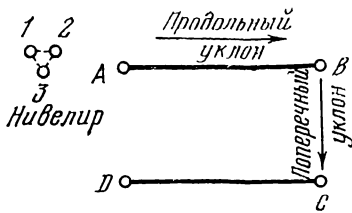


РИС. 81

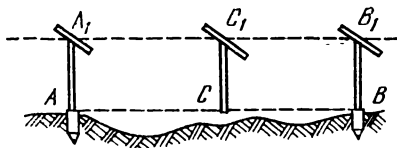


РИС. 82

В общем случае

$$m_{\text{пр}}^2 = m_{\text{реп1}}^2 + m_a^2 + m_b^2 + m_{\text{ф}}^2 \quad (\text{V.18})$$

или

$$m_{\text{пр}}^2 = m_{\text{реп1}}^2 + 2m_a^2 + m_b^2. \quad (\text{V.18}')$$

Проектная отметка точки может быть установлена в натуре и по величине превышения (см. рис. 80)

$$h_{\text{п}} = H_{\text{пр}} - H_{\text{реп1}}. \quad (\text{V.19})$$

Нивелированием определяют превышение h между репером и точкой P установки проектной отметки. С учетом знака разности $h_{\text{п}} - h$ изменяют высоту точки P , добываясь, чтобы $h = h_{\text{п}}$. Этот способ более трудоемкий.

Вынесение в натуру линии и плоскости проектного уклона.

Для построения на местности проектных уклонов используют нивелиры и теодолиты. Особенно эффективно применять для этой цели лазерные приборы.

Нивелир закрепляют так, чтобы два его подъемных винта были примерно параллельны линии AB (рис. 81). От ближайших реперов устанавливают в точках A и B проектные отметки, вычисленные по заданному продольному уклону.

Наклоняя нивелир двумя подъемными винтами (или элевационным винтом), методом приближений добиваются равенства отсчетов по рейкам, поставленным на проектные отметки в точках A и B , т. е. приводят линию визирования нивелира в положение, параллельное проектной линии уклона. Если теперь установить рейку в створе AB и, поднимая или опуская ее, добиться отсчета по ней, равного отсчету на конечные точки A и B , то пятка рейки будет фиксировать в натуре текущую точку линии заданного уклона. Перемещая рейку через определенное расстояние (например, 5 м), закрепляют в натуре линию заданного уклона от точек A и B .

По установленным в натуре на проектную отметку точкам A и B эта задача с меньшей точностью может быть решена визуальным путем при помощи трех визирок одинаковой длины (рис. 82). Опорные визирки на точках A и B задают линию A_1B_1 , параллельную AB . В эту линию глазомерно

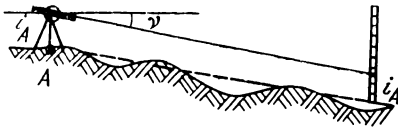


РИС. 83

вводят точку C_1 промежуточной визирки, основание которой будет фиксировать положение точки C на линии AB . Аналогично выносят в натуру проектную плоскость. Установив точки A, B, C, D (см. рис. 81) на проектные отметки и действуя тремя подъемными винтами нивелира, добиваются методом приближений, чтобы отсчеты по рейкам на всех четырех точках были равны, т. е. чтобы линия визирования стала параллельной заданной проектной плоскости. Установим теперь на тот же отсчет рейку в любой точке фигуры $ABCD$; ее пятка будет лежать в проектной плоскости, которую закрепляют в натуре.

При использовании теодолита его устанавливают в начальной точке, которую предварительно проводят на уровень проектной отметки, и относительно нее измеряют высоту прибора. На вертикальном круге с учетом места нуля устанавливают отсчет в градусной мере равным проектному уклону линии, придавая таким образом визирной линии уклон, параллельный проектному.

Если теперь отметить на вехе или рейке высоту прибора и совмещать метку через 5—10 м с визирной осью трубы, наведенной в заданном направлении, то основание вехи или пятка рейки укажут на местности точки, лежащие на линии проектного уклона (рис. 83). Эти точки закрепляются колышками соответствующей высоты.

Построение в натуре линий заданного уклона при помощи лазерных приборов рассмотрено в § 47.

§ 42. СПОСОБЫ РАЗБИВКИ ОСНОВНЫХ ОСЕЙ

Общие замечания. В зависимости от вида сооружения, условий измерений и требований к точности его построения разбивка осей может быть произведена различными способами: полярных или прямоугольных координат; угловой, линейной или створной засечек, замкнутого треугольника и др.

Точность выноса проекта в натуру может быть выражена формулой

$$m^2 = m_p^2 + m_\phi^2 + m_n^2, \quad (V.20)$$

где m_p — ошибка собственно разбивочных работ; m_ϕ — ошибка фиксирования точки в натуре; m_n — влияние ошибок исходных данных.

Ошибка разбивочных работ зависит от способа построения в натуре проектных линий и углов, т. е. от геометрии разбивки сооружения. Ожидаемая величина этой ошибки может быть вычислена по известным в геодезии формулам.

Ошибка фиксирования разбиваемой точки определяется методом проектирования визирной цели, установленной на некоторой высоте над поверхностью земли или сооружения, на знак крепления оси и способом обозначения разбиваемой точки на головке этого знака. Применяя визирные марки с оптическими центрами и произведя тщательное кернение, можно зафиксировать точку на металлической головке со средней точностью около 1 мм. При использовании нитяных остроконечных отвесов эта ошибка увеличивается в закрытых помещениях до 2—3 мм, а на открытой местности при ветре до 3—5 мм. При детальной разбивке осей, когда в теодолит видна головка закрепляемого знака, в качестве визирной цели часто устанавливают на знак карандаш, гвоздь, шпильки. В этом случае можно добиться точности фиксирования 1,5—2 мм. Таким образом, величина ошибки фиксирования может быть заранее установлена в проекте производства геодезических работ и учтена при расчетах разбивки сооружения.

Влияние ошибок исходных данных, т. е. ошибок в положении опорных пунктов, на точность разбивочных работ является наиболее сложным вопросом, требующим особых исследований.

В общем виде влияние ошибок в координатах исходных пунктов 1 и 2 на разбивку точки проекта C может быть представлено корреляционной матрицей*

$$K = BK_n B^T, \quad (V.21)$$

где B — матрица влияния ошибок исходных пунктов на разбивочные построения, элементами которой являются частные производные оцениваемой функции по исходным данным,

$$B = \begin{vmatrix} \frac{\partial x_C}{\partial x_1} & \frac{\partial x_C}{\partial y_1} & \frac{\partial x_C}{\partial x_2} & \frac{\partial x_C}{\partial y_2} \\ \frac{\partial y_C}{\partial x_1} & \frac{\partial y_C}{\partial y_1} & \frac{\partial y_C}{\partial x_2} & \frac{\partial y_C}{\partial y_2} \end{vmatrix}; \quad (V.22)$$

B^T — транспонированная матрица по отношению к B ; K_n — корреляционная матрица ошибок в координатах исходных пунктов; для двух пунктов

$$K_n = \begin{vmatrix} \sigma_{x_1}^2 & K_{x_1 x_2} & K_{x_1 y_1} & K_{x_1 y_2} \\ & \sigma_{x_2}^2 & K_{x_2 y_1} & K_{x_2 y_2} \\ & & \sigma_{y_1}^2 & K_{y_1 y_2} \\ & & & \sigma_{y_2}^2 \end{vmatrix}; \quad (V.23)$$

* В. А. Коугия. Влияние ошибок исходных данных на точность выноса проекта в натуру.— Изв. вузов, Геодезия и аэрофотосъемка, 1973, № 6, с. 137—144.

здесь σ_x и σ_y — стандартные отклонения (средние квадратичные ошибки) соответственно абсцисс и ординат исходных пунктов; K_{ij} — корреляционные моменты, равные

$$K_{ij} = \rho_{ij} \sigma_i \sigma_j, \quad (\text{V.24})$$

где ρ_{ij} — коэффициент корреляции между величинами $x_i(y_i)$ и $x_j(y_j)$.

Так как при проектировании сетей составляющие ошибки по осям координат и их корреляционные моменты обычно неизвестны, то для расчетов принимают их приближенные значения, найденные из опытных исследований или из аналогичных ранее выполненных производственных работ. Согласно исследованию проф. В. А. Коугия в качестве первого приближения можно принять, что средние квадратические ошибки в координатах

$$m_{x_i} = m_{y_i} = \frac{m_i}{\sqrt{2}}, \quad (\text{V.25})$$

где m_i — общая ошибка в положении исходного пункта i , и что корреляционные моменты для одноименных координат смежных исходных пунктов

$$\left. \begin{aligned} K_{x_i x_j} &= \frac{1}{2} m_{x_i} m_{x_j}, \\ K_{y_i y_j} &= \frac{1}{2} m_{y_i} m_{y_j}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.26})$$

т. е. что $\rho_{ij} = 0,5$.

Корреляционной связью между разноименными координатами смежных пунктов и между координатами несмежных пунктов сети можно пренебречь.

Формулы (V.21) и (V.23) и отмеченные упрощения будут использованы при анализе точности различных способов разбивочных работ.

Способ полярных координат. Наиболее часто применяют этот способ для вынесения в натуру точек проекта с пунктов полигонометрии. Точка сооружения C (рис. 84) определяется на местности путем построения проектного угла β и отложения проектного расстояния (горизонтального проложения) l . Величины β и l находят из решения обратной задачи

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_{1.C} &= \frac{y_C - y_1}{x_C - x_1}, \\ l &= \frac{y_C - y_1}{\sin \alpha_{1.C}} = \frac{x_C - x_1}{\cos \alpha_{1.C}}, \\ \beta &= \alpha_{1.2} - \alpha_{1.C}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.27})$$

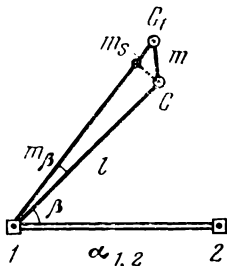


РИС. 84

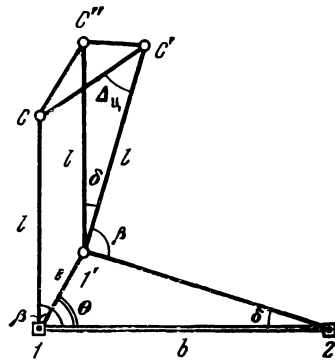


РИС. 85

При этом координаты пунктов 1 и 2 и дирекционный угол $\alpha_{1,2}$ известны из построения разбивочной основы; координаты точки C в той же системе заданы в проекте сооружения.

Для контроля положение зафиксированной в натуре точки C проверяют измерением на пункте 2 угла β' и сравнением его с расчетным значением.

Как известно, исполнительные координаты определяемой точки C равны

$$x = x_1 + \Delta x; \quad y = y_1 + \Delta y,$$

где согласно рис. 84

$$\left. \begin{aligned} \Delta x &= l \cos(\alpha_{1,2} - \beta), \\ \Delta y &= l \sin(\alpha_{1,2} - \beta). \end{aligned} \right\} \quad (V.28)$$

На точность разбивки точки C относительно исходных пунктов влияют главным образом ошибка m_β построения угла β и ошибка m_l отложения проектного расстояния l .

В соответствии с теорией ошибок из формул (V.28) следует

$$\left. \begin{aligned} m_{\Delta x}^2 &= \cos^2(\alpha - \beta) m_l^2 + l^2 \sin^2(\alpha - \beta) \frac{m_\beta^2}{\rho^2}, \\ m_{\Delta y}^2 &= \sin^2(\alpha - \beta) m_l^2 + l^2 \cos^2(\alpha - \beta) \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \end{aligned} \right\}$$

Общая ошибка в положении точки C под влиянием ошибок разбивочных работ в способе полярных координат будет

$$m_p^2 = m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2$$

или

$$m_p^2 = m_l^2 + l^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho} \right)^2. \quad (V.29)$$

На точность построения в натуре проектного угла оказывают влияние ошибки собственно измерений (визирования и отсчета), инструментальные, внешней среды (боковой рефракции).

Ошибки центрирования и редукции непосредственно не влияют на точность построения проектного угла. Однако они вызывают смещение разбиваемой точки. Пусть вследствие ошибки центрирования теодолит установлен в точке I' (рис. 85), от которой отложены полярные координаты β и l проектной точки C . Так как угол β построен от направления $I'2$, ориентированного с ошибкой δ , то эта точка сместится в положение C' . Отрезок $CC' = \Delta_{\text{ц}}$ и будет выражать влияние ошибки центрирования. Обозначим линейный элемент центрирования через e и угловой через θ . Из точки I' проведем направление $I'C'' \parallel IC$ и примем $IC = I'C' = I'C'' = l$. Из треугольника $CC''C'$ следует

$$\Delta_{\text{ц}}^2 = (CC'')^2 + (C'C')^2 - 2(CC'')(C'C') \cos \angle CC''C' \quad (\text{а})$$

и

$$CC'' = l \cdot 1' = e. \quad (\text{б})$$

Из равнобедренного треугольника $I'C''C'$ при малом угле δ

$$C''C' = l \sin \delta,$$

при этом из треугольника $I \cdot I' \cdot 2$

$$\sin \delta = \frac{e \sin(\delta + \theta)}{b} \approx \frac{e \sin \theta}{b}$$

и

$$C''C' = \frac{e l \sin \theta}{b} \quad (\text{в})$$

Кроме того,

$$\angle CC''C' = \angle CC''I' + \angle I'C''C' = (\beta - \theta) + \frac{180^\circ - \delta}{2}.$$

Пренебрегая малой величиной $\frac{\delta}{2}$, имеем

$$\angle CC''C' = 90^\circ + (\beta - \theta). \quad (\text{г})$$

С учетом формул (б), (в), (г) выражение (а) переписывается в виде

$$\Delta_{\text{ц}}^2 = e^2 + e^2 \left(\frac{l}{b}\right)^2 \sin^2 \theta + 2e^2 \frac{l}{b} \sin(\beta - \theta) \sin \theta. \quad (\text{V.30})$$

Ошибка центрирования носит случайный характер. Ее угловой элемент θ может меняться от нуля до 2π . Так же меня-

ется и линейный элемент центрирования e от нуля до некоторой максимальной величины, зависящей от применяемых центриров. Однако, так как средняя квадратическая величина m_e из опыта известна (для оптических центриров m_e равна 0,5—1 мм; для нитяных отвесов 3—5 мм), то при анализе формулы (V.30) ее можно принять постоянной и, следовательно,

$$m_{ц}^2 = \frac{m_e^2}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left[1 + \left(\frac{l}{b} \right)^2 \sin^2 \theta + 2 \frac{l}{b} \sin(\beta - \theta) \sin \theta \right] d\theta. \quad (V.31)$$

Выполняя интегрирование, находим

$$m_{ц}^2 = \frac{m_e^2}{2\pi} \left[2\pi + \left(\frac{l}{b} \right)^2 \pi - 2 \frac{l}{b} \cos \beta \pi \right]$$

или

$$m_{ц}^2 = m_e^2 \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{b} \right)^2 - \frac{l}{b} \cos \beta \right]. \quad (V.32)$$

Из формулы (V.32) видно, что влияние ошибки центрирования на положение разбиваемой точки зависит от величины откладываемого угла β . При $\beta=0$, т. е. при разбивке точки в створе исходной стороны, влияние этой ошибки будет минимальным. По мере возрастания угла β ошибка увеличивается, достигая максимума при $\beta=180^\circ$. Поэтому при аналитической подготовке проекта следует выбирать такие исходные пункты, из которых полярный угол β на разбиваемые точки был бы меньше 90° .

При $\beta=90^\circ$ и $l=b$

$$m_{ц} = \frac{m_e \sqrt{3}}{\sqrt{2}}. \quad (V.33)$$

Если визирная марка установлена вместо пункта 2 в точке 2' (рис. 86), где e_1 и θ_1 — соответственно линейный и угловой элементы редукции, то ошибка в ориентировании исходного направления $1 \cdot 2'$ на угол δ_1 вызовет такую же ошибку в построении направления $1C$, в результате чего определяемая точка C сместится в положение C' .

Отрезок $CC' = \Delta_p$ и будет влиянием редукции.

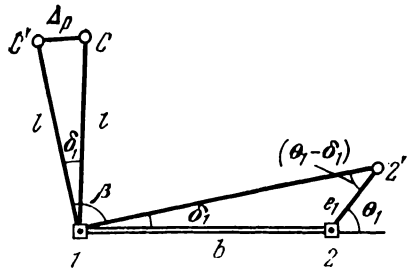


РИС. 86

Из треугольника $1C'2$

$$\Delta_p = l \sin \delta_1.$$

Так как из треугольника $1 \cdot 2' \cdot 2$

$$\sin \delta_1 = \frac{e_1 \sin (\theta_1 - \delta_1)}{b} \approx \frac{e_1 \sin \theta_1}{b},$$

то

$$\Delta_p = \frac{e_1 l \sin \theta_1}{b}. \quad (\text{V.34})$$

Аналогично ошибке центрирования (V.31) имеем

$$m_p^2 = \frac{m_{e_1}^2}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left(\frac{l}{b}\right)^2 \sin^2 \theta_1 d\theta_1.$$

После интегрирования

$$m_p^2 = \frac{m_{e_1}^2}{2\pi} \left(\frac{l}{b}\right)^2 \pi,$$

или

$$m_p^2 = \frac{m_{e_1}^2}{2} \left(\frac{l}{b}\right)^2. \quad (\text{V.35})$$

С учетом независимого характера ошибок центрирования и редукиции их совместное влияние при $m_e = m_{e_1}$ составит

$$m_{ц.р}^2 = m^2 \left[1 + \left(\frac{l}{b}\right)^2 - \frac{l}{b} \cos \beta \right]. \quad (\text{V.36})$$

При $\beta = 90^\circ$ и $l = b$

$$m_{ц.р} = m_c \sqrt{2}.$$

Для уменьшения влияния ошибок центрирования и редукиции на точность разбивочных работ необходимо стремиться, чтобы откладываемый полярный угол был меньше прямого и чтобы проектное расстояние не превышало длины исходной стороны ($\beta \leq 90^\circ$, $l \leq b$).

Влияние ошибок исходных данных в способе полярных координат выразим корреляционной матрицей (V.21). Общая ошибка в положении разбиваемой точки C за счет ошибок в координатах исходных пунктов 1 и 2 (см. рис. 84) составит:

а) при дирекционном угле исходной стороны $\alpha_{1.2} = 90^\circ$

$$m_{н.к}^2 = m_1^2 + 2 \left(\frac{l}{b}\right)^2 (m_{x_1}^2 + m_{x_2}^2 - 2K_{x_1 x_2}) + 2 \frac{l}{b} \sin \beta \times \\ \times (K_{x_1 y_1} - K_{y_1 x_2}) - 2 \frac{l}{b} \cos \beta (m_{x_1}^2 - K_{x_1 x_2}); \quad (\text{V.37})$$

б) при дирекционном угле $\alpha_{1,2}=0^\circ$

$$m_{n_k}^2 = m_1^2 + 2 \left(\frac{l}{b} \right)^2 (m_{y_1}^2 + m_{y_2}^2 - 2 K_{y_1 y_2}) + 2 \frac{l}{b} \sin \beta \times \\ \times (K_{x_1 y_2} - K_{x_1 y_1}) - 2 \frac{l}{b} \cos \beta (m_{y_1}^2 - K_{y_1 y_2}). \quad (V.37')$$

Приняв для приближенных расчетов, как указывалось ранее,

$$m_{x_i} = m_{y_i} = \frac{m_i}{\sqrt{2}}; \quad K_{x_1 x_2} = \frac{1}{2} m_{x_1} m_{x_2}; \quad K_{y_1 y_2} = \frac{1}{2} m_{y_1} m_{y_2}$$

и пренебрегая корреляционной связью разноименных координат пунктов, а также координат несмежных пунктов для формул (V.37) и (V.37'), получим

$$m_{n_k}^2 = \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{b} \right)^2 - \frac{l}{b} \cos \beta \right] m_1^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{b} \right)^2 m_2^2 + \\ + \frac{1}{2} \left[-\frac{l}{b} \cos \beta - \left(\frac{l}{b} \right)^2 \right] m_1 m_2. \quad (V.38)$$

Если принять, что ошибки исходных пунктов примерно равны ($m_1 = m_2 = m_{1,2}$), то

$$m_{n_k}^2 = m_{1,2}^2 \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{b} \right)^2 - \frac{1}{2} \frac{l}{b} \cos \beta \right]. \quad (V.39)$$

При отсутствии корреляции в ошибках координат исходных пунктов, т. е. при $K_{1,2}=0$, из формулы (V.38) получим

$$m_n^2 = \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{b} \right)^2 - \frac{l}{b} \cos \beta \right] m_1^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{b} \right)^2 m_2^2. \quad (V.40)$$

При $m_1 = m_2 = m_{1,2}$

$$m_n^2 = m_{1,2}^2 \left[1 + \left(\frac{l}{b} \right)^2 - \frac{l}{b} \cos \beta \right]. \quad (V.41)$$

Формулы (V.40) и (V.41) по конструкции аналогичны формулам совместного влияния ошибок центрирования и редукции.

Для $\beta = 90^\circ$ и $\frac{b}{l} = 1$

$$m_{n_k} = m_{1,2} \sqrt{2} \quad \text{и} \quad m_n = m_{1,2} \sqrt{\frac{3}{2}}.$$

С уменьшением величины угла β и отношения $\frac{b}{l}$ влияние ошибок исходных данных на точность разбивочных работ будет соответственно уменьшаться. При $\beta = 45^\circ$ и $\frac{l}{b} = \frac{1}{2}$ это влияние примерно равно величине ошибки в положении самих исходных пунктов ($m_n \approx m_{1,2}$). С учетом ошибки фиксирования

m_{ϕ} суммарная ошибка в положении точки, разбиваемой способом полярных координат, может быть представлена в виде

$$m^2 = m_l^2 + \left(\frac{m_{\beta}}{\rho}\right)^2 l^2 + m_{ц.р}^2 + m_{и}^2 + m_{\phi}^2. \quad (V.42)$$

Рассмотрим для примера разбивку полярным способом точки сооружения с точностью полигонометрии 2 разряда ($m_{\beta} = 10''$, $m_l/l = 1/10\,000$) от пунктов разбивочной основы, построенной с ошибкой взаимного положения пунктов $m_{1,2} = 10$ мм при длине стороны $b = 250$ м. Полярные координаты точки: $l = 100$ м; $\beta = 45^\circ$. Для центрирования теодолита и визирных марок использовались оптические центриры. Ошибка отложения проектной линии составит

$$m_l = \frac{100 \text{ м}}{10\,000} = 10 \text{ мм};$$

линейная величина ошибки построения угла

$$\frac{m_{\beta}''}{\rho''} l = \frac{10'' \cdot 100\,000 \text{ мм}}{206\,000''} = 5 \text{ мм};$$

для оптических центриров примем $m_{ц.р} = 1$ мм и $m_{\phi} = 2$ мм; влияние ошибки исходных данных

$$m_{и} = 10 \sqrt{1 + (0,4)^2 - 0,4 \frac{\sqrt{2}}{2}} = 9,4 \text{ мм}.$$

Таким образом,

$$m = \sqrt{10^2 + 5^2 + 1^2 + (9,4)^2 + 2^2} = 14,8 \text{ мм}.$$

Очевидно, что в данном случае влиянием ошибок $m_{ц.р}$ и m_{ϕ} можно было бы пренебречь.

Построение проектного полигона. Если разбиваемая точка находится на значительном расстоянии от исходного пункта, то приходится полярным способом многократно откладывать проектные углы и расстояния, прокладывая в натуре проектный ход. При наличии прямой видимости между смежными конечными точками хода *I* и *II* (рис. 87) измеряют примычные углы γ и γ' и используют для их контроля суммы углов образованного замкнутого полигона. При точных разбивочных работах углы проектного полигона уравнивают, вычисляя исполнительные координаты точек *I* и *II*, сравнивают их с проектными и при необходимости смещают (редуцируют) их в проектное положение.

Ошибка взаимного положения точек проекта *I* и *II*, найденных этим способом от исходных пунктов *1* и *2*, может быть представлена в виде

$$m_{1,II}^2 = m_{1,I}^2 + m_{2,II}^2 + m_{1,2}^2, \quad (V.43)$$

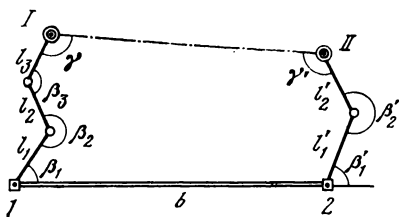


Рис. 87

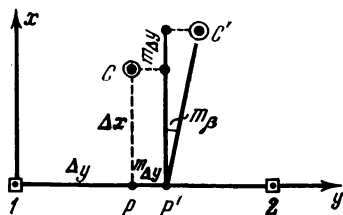


Рис. 88

где $m_{1.1}$ и $m_{2.11}$ — ошибки в положении конечных точек проектного хода, подсчитанные по известным формулам сдвига полигонометрического хода; $m_{1.2}$ — ошибка взаимного положения исходных пунктов I и 2 (ошибка исходных данных).

При редкой разбивочной основе проектный полигон может быть использован для разбивки контурных (габаритных) осей сооружения от одного исходного пункта.

Способ прямоугольных координат. Способ применяют при наличии на площадке геодезической строительной сетки, в системе координат которой задано положение всех главных точек проекта. Вычислив от ближайшего пункта сетки приращения координат Δx и Δy (рис. 88), откладывают от центра знака приращение абсцисс или ординат по соответствующей стороне сетки. В найденной точке P (в створе пунктов сетки) устанавливают теодолит и строят от стороны сетки при двух кругах прямой угол. По перпендикуляру откладывают значение второго приращения и закрепляют полученную точку C . Для контрольной точку C можно определить от другого пункта строительной сетки.

Вследствие влияния ошибок измерений на местности вместо точек P и C будут зафиксированы точки P' и C' . На точность разбивки точки способом прямоугольных координат относительно пунктов строительной сетки влияют главным образом ошибка откладывания по створам приращений координат ($m_{\Delta x}$ и $m_{\Delta y}$) и ошибка построения прямого угла (m_{β}).

При разбивке точки от стороны ординат

$$m^2 = m_{\Delta y}^2 + m_{\Delta x}^2 + \left(\frac{m_{\beta}}{\rho}\right)^2 \Delta x^2, \quad (V.44)$$

если от стороны абсцисс, то

$$m^2 = m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2 + \left(\frac{m_{\beta}}{\rho}\right)^2 \Delta y^2. \quad (V.44')$$

Из сопоставления формул (V.44) и (V.44') видно, что величина ошибки m зависит от порядка разбивки, т. е. от того, какую координату откладывать по стороне сетки, а какую по перпендикуляру к ней. Ошибка разбивки будет меньше в том

случае, если по перпендикуляру к стороне сетки откладывать более короткое расстояние, ибо тогда влияние ошибки угловых построений будет меньшим. Поэтому при разбивке точек способом прямоугольных координат большую координату необходимо откладывать по соответствующей стороне сетки, а меньшую — по перпендикуляру к ней.

Так как способ прямоугольных координат можно рассматривать как частный случай полярного, в котором $m_i^2 = m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2$, и для приращения, откладываемого вдоль координатной оси, угол $+\beta$ равен нулю, формулы, выведенные для учета влияния ошибок исходных данных в полярном способе, можно применить и для способа прямоугольных координат. Так, для формулы (V.44), когда проектная точка C разбивается со стороны ординат, влияние ошибок исходных данных с учетом их корреляционной связи может быть подсчитано по формуле

$$m_{n_k}^2 = m_{1,2}^2 \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta x}{b} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta y}{b} \right)^2 - \frac{1}{2} \frac{\Delta y}{b} \right], \quad (\text{V.45})$$

где $m_{1,2}$ — средняя квадратическая ошибка определения пунктов сетки 1 и 2; b — длина стороны сетки.

Если корреляционной связью между пунктами строительной сетки пренебрегать, то

$$m_n^2 = m_{1,2}^2 \left[1 + \left(\frac{\Delta x}{b} \right)^2 + \left(\frac{\Delta y}{b} \right)^2 - \frac{\Delta y}{b} \right]. \quad (\text{V.46})$$

При разбивке точки C от стороны абсцисс в формулах (V.45) и (V.46) в последнем члене вместо Δy следует принять Δx .

Для разбивки наиболее удаленной точки, когда $\Delta x = \Delta y = \frac{b}{2}$, в обоих случаях имеем

$$m_n = m_{1,2},$$

т. е. влияние ошибок исходных данных равно точности определения смежных пунктов строительной сетки.

Способ прямой угловой засечки. Прямая угловая засечка применяется главным образом для разбивки мостовых переходов и гидротехнических сооружений. В этом способе положение проектной точки C (рис. 89) на местности находится одновременным отложением на пунктах 1 и 2 углов β_1 и β_2 . Углы откладывают оптическими теодолитами при двух кругах. Сторона 1—2 служит базисом засечки. Она является стороной разбивочной основы или специально измеряется. Разбивочные углы β_1 и β_2 вычисляются как

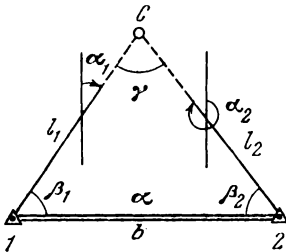


РИС. 89

разность дирекционных углов сторон. Последние находятся из решения обратной задачи по проектным координатам точки C и известным координатам пунктов 1 и 2 . Как известно, средняя квадратическая ошибка собственно прямой засечки равна

$$m^2 = \frac{m_\beta^2 (l_1^2 + l_2^2)}{\rho^2 \sin^2 \gamma} \quad (\text{V.47})$$

или, так как $l_1 = b \frac{\sin \beta_2}{\sin \gamma}$; $l_2 = b \frac{\sin \beta_1}{\sin \gamma}$,

то

$$m^2 = \frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2} \cdot \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma}, \quad (\text{V.48})$$

где m_β — ошибка построения углов β_1 и β_2 , на величину которой оказывают влияние ошибки собственно угловых измерений, инструментальные, внешних условий. Остальные обозначения показаны на рис. 89.

По осям координат эта ошибка выражается формулами

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} (l_1^2 \cos^2 \alpha_2 + l_2^2 \cos^2 \alpha_1), \\ m_y^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} (l_1^2 \sin^2 \alpha_2 + l_2^2 \sin^2 \alpha_1). \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.49})$$

При совпадении оси абсцисс с направлением главной оси разбивки сооружения и расположения базиса засечки параллельно ей $\alpha_1 = 180 - \beta_1$ и $\alpha_2 = \beta_2$ и формулы (V.49) примут вид

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} (l_1^2 \cos^2 \beta_2 + l_2^2 \cos^2 \beta_1), \\ m_y^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} (l_1^2 \sin^2 \beta_2 + l_2^2 \sin^2 \beta_1) \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.49}')$$

или

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 &= \frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2} \cdot \frac{\sin^2 \beta_1 \cos^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2 \cos^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma}, \\ m_y^2 &= \frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2} \cdot \frac{\sin^4 \beta_1 + \sin^4 \beta_2}{\sin^4 \gamma}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.50})$$

В данном случае m_x является продольной, а m_y — поперечной ошибкой в положении разбиваемой точки.

Для оценки точности разбивки точек способом прямой угловой засечки А. Ф. Лютц [25] предложил рассчитывать наибольшие возможные сдвиги точки под влиянием средних квадратических ошибок построения углов по выведенным им формулам:

а) наибольший средний квадратический сдвиг точки, примерно параллельный базису засечки,

$$\lambda = \frac{m_{\beta}}{\rho} \cdot \frac{b}{\sin \gamma}; \quad (\text{V.51})$$

б) наибольший средний квадратический сдвиг точки, примерно перпендикулярный к базису засечки,

$$\eta = \frac{m_{\beta} b}{\rho} \sqrt{\frac{2\sin^2\beta_1 + 2\sin^2\beta_2 - \sin^2\gamma}{\sin^4\gamma}}. \quad (\text{V.52})$$

Величина средней квадратической засечки может быть найдена из выражения

$$m = \sqrt{\frac{\lambda^2 + \eta^2}{2}}. \quad (\text{V.53})$$

Из формул (V.47) и (V.48) видно, что в общем случае наиболее выгодной будет засечка под прямым углом, когда в знаменателе $\sin \gamma = 1$. Однако при этом следует иметь в виду, что при заданной точности построения разбивочных углов абсолютная (линейная) величина ошибки засечки будет возрастать с увеличением расстояния до разбиваемой точки. Поэтому при анализе ошибки засечки следует принимать во внимание не только угол засечки γ , но и расстояние l до разбиваемой точки, связанное с длиной базиса b и значением разбивочных углов β_1 и β_2 .

По исследованиям А. С. Чеботарева*, наиболее выгодной фигурой засечки будет равнобедренный треугольник, когда $\beta_1 = \beta_2$, $\gamma = 180^\circ - 2\beta$ и $l_1 = l_2$. Для этого случая формулы (V.47) и (V.48) переписутся в виде

$$m_{(l)} = \frac{m_{\beta}''}{\rho''} \frac{l\sqrt{2}}{\sin 2\beta} \quad (\text{V.54})$$

и

$$m_{(\beta)} = \frac{m_{\beta}'' b \sqrt{2}}{\rho''} \frac{\sin \beta}{\sin^2 2\beta}. \quad (\text{V.55})$$

Согласно формуле (V.54) относительная ошибка засечки

$$\frac{m_{(l)}}{l} = \frac{m_{\beta}'' \sqrt{2}}{\rho'' \sin 2\beta}, \quad (\text{V.54}')$$

и при заданной точности m_{β} построения углов целевая функции имеет вид

$$F_{(l)} = \frac{1}{\sin 2\beta}. \quad (\text{V.56})$$

* Чеботарев А. С., Селиханович В. Г., Соколов М. И. Геодезия. Ч. II. М., Геодезиздат, 1962.

Минимум этой функции будет при $\beta=45^\circ$ ($\gamma=90^\circ$), и, следовательно, относительная минимальная ошибка составит

$$\frac{m_{(l)}}{l} = \frac{m_{\beta} \sqrt{2}}{\rho''}. \quad (\text{V.57})$$

Таким образом, относительная ошибка прямой угловой засечки минимальна при угле засечки $\gamma=90^\circ$. При отклонении угла засечки от прямого эта ошибка увеличивается пропорционально $\sin \gamma$ и при $\gamma=30^\circ$ и $\gamma=150^\circ$ достигает величины вдвое большей, чем при $\gamma=90^\circ$.

При анализе формулы (V.55) на минимум получается несколько иной результат. Для заданной ошибки построения угла m_{β} и постоянного базиса разбивки b функция цели равна

$$F_{(\beta)} = \frac{\sin \beta}{\sin^2 2\beta}. \quad (\text{V.58})$$

При минимизации выражения (V.58) учитывается влияние на абсолютную ошибку засечки не только угла $\gamma=180^\circ - 2\beta$, но и расстояния l , зависящего от угла β . Как известно, минимум функции (V.58) получается при $\cos \beta = \sqrt{\frac{2}{3}}$ и угле $\beta = 35^\circ 16'$, т. е. угле засечки $\gamma = 109^\circ 28'$ (рис. 90). Абсолютная величина ошибки

$$m_{(\beta)} = \frac{m_{\beta}'' b}{\rho''} \frac{3\sqrt{3}}{4\sqrt{2}}.$$

В этом случае расстояние l до определяемой точки будет равно

$$l = \frac{b}{2 \cos 35^\circ 16'} = \frac{b\sqrt{3}}{2\sqrt{2}}$$

и относительная величина ошибки

$$\frac{m_{(\beta)}}{l} = \frac{3}{2} \frac{m_{\beta}''}{\rho''}, \quad (\text{V.59})$$

т. е. в $\frac{3}{2\sqrt{2}}$, или в 1,06 раза больше, чем относительная ошибка, полученная при $\gamma=90^\circ$. Наоборот, абсолютная ошибка

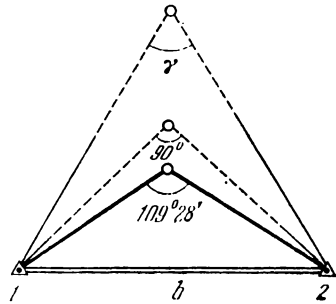


РИС. 90

прямой засечки при $\gamma = 109^\circ 28'$ будет меньше, чем при засечке под прямым углом,

$$\frac{m_{\gamma=109^\circ}}{m_{\gamma=90^\circ}} = \frac{3\sqrt{3}}{4\sqrt{2}} = 0,9.$$

Таким образом, при заданной величине базиса засечки и принятой точности построения разбивочных углов относительная ошибка прямой угловой засечки зависит только от угла засечки и минимальна при $\gamma = 90^\circ$. Всякое отклонение от прямого угла ведет к увеличению этой ошибки (в том числе и при $\gamma = 109^\circ 28'$). Абсолютная ошибка прямой угловой засечки зависит не только от величины угла γ , но и от расстояния l до определяемой точки и *достигает наименьшего значения при угле $\gamma = 109^\circ 28'$* . Именно засечка под этим углом является наиболее благоприятной при выполнении инженерно-геодезических работ, в которых обычно основное внимание уделяется соблюдению расчетных абсолютных ошибок измерений.

Для прямой угловой засечки ошибками исходных данных являются ошибки взаимного положения пунктов разбивочной основы 1 и 2. Если считать, что координаты этих пунктов найдены независимым путем, то путем дифференциации формул Юнга

$$\left. \begin{aligned} x_C &= \frac{x_1 \operatorname{ctg} \beta_2 - y_1 + x_2 \operatorname{ctg} \beta_1}{\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2}; \\ y_C &= \frac{x_1 + y_1 \operatorname{ctg} \beta_2 - x_2 + y_2 \operatorname{ctg} \beta_1}{\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.60})$$

по исходным абсциссам и ординатам получим

$$\left. \begin{aligned} m_{x_C}^2 &= \frac{1}{(\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2)^2} (\operatorname{ctg}^2 \beta_2 m_{x_1}^2 + m_{y_1}^2 + \operatorname{ctg}^2 \beta_1 m_{x_2}^2 + m_{y_2}^2); \\ m_{y_C}^2 &= \frac{1}{(\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2)^2} (m_{x_1}^2 + \operatorname{ctg} \beta_2 m_{y_1}^2 + m_{x_2}^2 + \operatorname{ctg} \beta_1 m_{y_2}^2). \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.61})$$

Ошибка в положении точки C

$$m_n^2 = m_{x_C}^2 + m_{y_C}^2$$

и, следовательно,

$$\begin{aligned} m_n^2 &= \frac{1}{(\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2)^2} [(1 + \operatorname{ctg}^2 \beta_2)(m_{x_1}^2 + m_{y_1}^2) + \\ &\quad + (1 + \operatorname{ctg}^2 \beta_1)(m_{x_2}^2 + m_{y_2}^2)], \end{aligned}$$

или

$$m_n^2 = \frac{1}{(\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2)^2} [(1 + \operatorname{ctg}^2 \beta_2) m_1^2 + (1 + \operatorname{ctg}^2 \beta_1) m_2^2].$$

После преобразований

$$m_n^2 = \frac{1}{\sin^2 \gamma} (\sin^2 \beta_1 m_1^2 + \sin^2 \beta_2 m_2^2), \quad (\text{V.62})$$

или

$$m_n^2 = \frac{1}{b^2} (l_2^2 m_1^2 + l_1^2 m_2^2). \quad (\text{V.62}')$$

При $m_1 = m_2 = m_{1,2}$

$$m_n^2 = m_{1,2}^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma} \quad (\text{V.63})$$

и

$$m_n^2 = \frac{m_{1,2}^2 (l_1^2 + l_2^2)}{b^2}. \quad (\text{V.64})$$

Если $l_1 \approx l_2 = l$, то

$$m_n = \frac{m_{1,2} l \sqrt{2}}{b}. \quad (\text{V.65})$$

С учетом корреляционной зависимости координат исходных пунктов

$$m_{nk}^2 = \frac{1}{\sin^2 \gamma} \{ \sin^2 \beta_1 m_1^2 + \sin^2 \beta_2 m_2^2 - \\ - 2 \sin \beta_1 \sin \beta_2 [\cos \gamma (K_{x_1 x_2} + K_{y_1 y_2}) - \sin \gamma (K_{x_1 y_2} - K_{y_1 x_2})] \}. \quad (\text{V.66})$$

Как и ранее, приняв

$$K_{x_1 x_2} = \frac{1}{2} m_{x_1} m_{x_2} = \frac{1}{4} m_1 m_2$$

и

$$K_{y_1 y_2} = \frac{1}{2} m_{y_1} m_{y_2} = \frac{1}{4} m_1 m_2$$

и пренебрегая корреляцией между x и y , получим приближенную формулу

$$m_{nk}^2 = \frac{1}{\sin^2 \gamma} (\sin^2 \beta_1 m_1^2 + \sin^2 \beta_2 m_2^2 - \sin \beta_1 \sin \beta_2 \cos \gamma m_1 m_2), \quad (\text{V.67})$$

или

$$m_{nk}^2 = \frac{1}{b^2} (l_2^2 m_1^2 + l_1^2 m_2^2 - l_1 l_2 \cos \gamma m_1 m_2). \quad (\text{V.68})$$

Для случая, когда $m_1 \approx m_2 = m_{1,2}$,

$$m_{нк}^2 = \frac{m_{1,2}^2}{b^2} (l_1^2 + l_2^2 - l_1 l_2 \cos \gamma),$$

и при $l_1 \approx l_2 = l$

$$m_{нк} = \frac{m_{1,2}}{b} l \sqrt{2 - \cos \gamma}. \quad (V.69)$$

Следовательно, если $\gamma = 90^\circ$, то формула (V.69) превращается в (V.65), т. е. при угловой засечке под прямым углом корреляция координат исходных пунктов не оказывает влияния на точность разбиваемой точки.

Влияние ошибок центрирования и редукции на точность прямой засечки по существу аналогично влиянию ошибок в положении исходных пунктов 1 и 2. Приняв среднюю квадратическую величину m_e линейного элемента центрирования и редукции примерно равными, в соответствии с формулами (V.63) и (V.64) получим

$$m_{ц.р}^2 = \frac{m_e^2 (\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2)}{\sin^2 \varphi} = \frac{m_e^2}{b^2} (l_1^2 + l_2^2). \quad (V.70)$$

При разбивочных работах элементы центрирования и редукции стремятся свести к весьма малым величинам, чтобы их влиянием можно было пренебречь. Поэтому теодолиты и визирные марки, как правило, устанавливают непосредственно над центрами пунктов и центрируют для точных определений при помощи оптических центриров. Если приходится поднимать прибор на сигнал, то предварительно на столик тщательным образом выносят центр знака и с ним совмещают при наблюдениях проекцию оси вращения прибора.

Так как центрирование прибора и визирных марок, а также фиксация разбиваемой точки могут быть выполнены сравнительно точно, то главными ошибками, определяющими точность способа, являются ошибка собственно прямой засечки и влияние ошибок разбивочной основы. Суммарная величина этих ошибок согласно формулам (V.48) и (V.63) составит

$$m^2 = \left(\frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} + m_{1,2}^2 \right) \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma}$$

и

$$m^2 = \left(\frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} + \frac{m_{1,2}^2}{b^2} \right) (l_1^2 + l_2^2). \quad (V.71)$$

При $l_1 = l_2$ и $\gamma = 90^\circ$ ($b = l\sqrt{2}$) точность разбивки равна

$$m = \sqrt{\left(\frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 b^2 + m_{1,2}^2} \quad (V.72)$$

и для $b=850$ м, $m_\beta=2''$, $m_{1,2}=8$ мм составит

$$m = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot 850\,000}{206\,000}\right)^2 + 8^2} = 11,5 \text{ мм.}$$

Для контроля выполняют дополнительную разбивку точки C с третьего исходного пункта и берут среднее из полученных в натуре точек. Можно считать, что при этом точность разбивки повышается примерно в $\sqrt{2}$ раз.

Способ замкнутого треугольника. Для уточнения разбивки точки прямой засечкой применяют способ замкнутого треугольника. В этом способе после определения в натуре точки C (см. рис. 89) на опорных пунктах 1 и 2 измеряют точное значение отложенных углов β_1 и β_2 . Затем теодолит устанавливают в точке C и измеряют третий угол γ .

Распределив невязку в треугольнике ABC поровну или в соответствии с весами измерения углов, определяют координаты точки разбивки C . Сравнивая их с проектными значениями, находят поправки, по которым разбиваемую точку смещают в натуре.

Для оценки точности определения положения точки C треугольника может быть рекомендована формула *

$$m_C^2 = \frac{l_1^2 + l_2^2 + b^2}{3 \sin^2 \gamma} \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 l_1^2 + \left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 l_1^2, \quad (V.73)$$

где m_b и m_α — ошибки определения базиса засечки b и его азимута; m_β — ошибка измерения угла. Последние два члена выражают влияние ошибок исходных данных.

При $\gamma=90^\circ$ и $l_1=l_2=l$ ($b=l\sqrt{2}$) основным член формулы (V.73) выразится в виде

$$m = \frac{m_\beta'' l \sqrt{2}}{\rho} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}},$$

т. е. по сравнению с формулой (V.54) он уменьшится на множитель $\sqrt{\frac{2}{3}}$. Для данных предыдущего примера ($l=600$ м; $b=600\sqrt{2}$ м, $\gamma=90^\circ$, $m_\beta=2''$, $m_{и}=8$ мм) при использовании способа замкнутого треугольника получим

$$m = \sqrt{\frac{144 \cdot 10^{10}}{3} \left(\frac{2}{206\,000}\right)^2 + 8^2} = 10,5 \text{ мм;}$$

* Ф. Н. Красовский, В. В. Данилов. Руководство по высшей геодезии, ч. I, вып. 1, 1938, стр. 112.

при этом влияние ошибок определения базиса засечки и его азимута составит

$$\left(\frac{m_b}{b}\right)l = \frac{m_b l}{l\sqrt{2}} = \frac{8}{\sqrt{2}} \text{ мм} \quad \left(m_b = 8 \text{ мм}; \quad \frac{m_b}{b} = \frac{1}{105\,000}\right);$$

$$\frac{m''_\alpha}{\rho''} l = \frac{8}{\sqrt{2}} \text{ мм} \quad \left(m''_\alpha = \frac{8}{\sqrt{2}} \frac{206\,000}{600\,000} = 2''\right).$$

§ 43. СПОСОБЫ ДЕТАЛЬНОЙ РАЗБИВКИ

Детальная разбивка сооружений производится от закрепленных точек главных и основных осей преимущественно способами створных и линейных засечек, створно-линейным способом. Могут также быть применены способы прямоугольных и полярных координат.

Створная засечка. Положение точки на местности этим способом определяется пересечением двух створов (осей), закрепленных на противоположных сторонах сооружения. Створы обычно задаются теодолитами (рис. 91).

Створная засечка применяется главным образом при разбивке промышленных и гражданских сооружений, где, как правило, створы, параллельные строительным осям, пересекаются под прямым углом.

Точность створной засечки m зависит от точности построения первого (m_{c_1}) и второго (m_{c_2}) створов, влияния ошибок исходных данных ($m_{и}$), а также точности фиксирования найденной точки на местности (m_{ϕ})

$$m^2 = m_{c_{1,2}}^2 + m_{и}^2 + m_{\phi}^2. \quad (V.74)$$

Основными ошибками при построении створов являются ошибки центрирования теодолита ($m_{ц}$) и редукции визирных целей ($m_{р}$), ошибка визирования ($m_{в}$), ошибка за изменение фокусировки зрительной трубы (m_{ϕ}), за влияние внешних условий ($m_{внш}$). Учитывая независимый характер влияния этих ошибок имеем

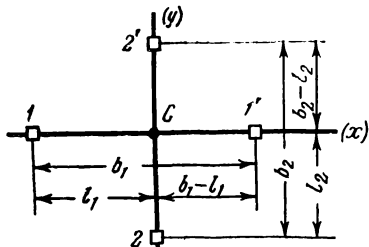


РИС. 91

$$m_c^2 = m_{ц}^2 + m_{р}^2 + m_{в}^2 + m_{\phi}^2 + m_{внш}^2.$$

Влияние ошибки центрирования на точность построения створа можно проследить на следующем примере (рис. 92). Пусть створ $A-A'$ пересекается створом $2-2'$. Теодолит установлен в точке A_1 , т. е. с ошибкой

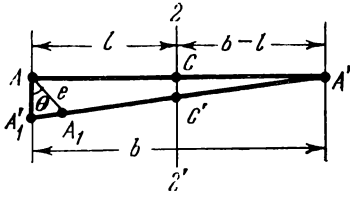


РИС. 92

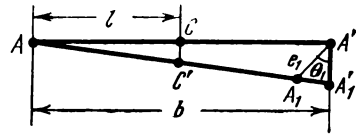


РИС. 93

$AA_1 = e$. В результате этого вместо створа AA' задают створ A_1A' и точка сооружения C сместится в положение C' , т. е. будет разбита с ошибкой $CC' = \Delta_{ц}$.

Из подобия треугольников $AA'A_1$ и $CA'C'$ имеем

$$\frac{\Delta_{ц}}{b-l} = \frac{AA_1}{b}.$$

Так как

$$AA_1 \approx e \cos \theta,$$

то

$$\Delta_{ц} = e \cos \theta \frac{b-l}{b} = e \cos \theta \left(1 - \frac{l}{b}\right). \quad (V.75)$$

Из формулы (V.75) следует, что влияние ошибки центрирования будет тем больше, чем ближе к прибору находится разбиваемая точка и чем длиннее закрепляемый створ. При прочих равных условиях наибольшая величина ошибки $\Delta_{ц}$ будет при угловом элементе центрирования θ , равном 0 или 180°. Значит, при разбивках ближних точек точность центрирования должна быть повышена, особенно в направлениях, перпендикулярных к задаваемому створу.

Средняя квадратическая ошибка построения створа, вызванная ошибкой центрировки прибора,

$$m_{ц}^2 = \frac{m_e^2 \left(1 - \frac{l}{b}\right)^2}{2\pi} \int_0^{2\pi} \cos^2 \theta d\theta$$

или

$$m_{ц} = \frac{m_e}{\sqrt{2}} \left(1 - \frac{l}{b}\right). \quad (V.76)$$

Рассмотрим влияние ошибки редукции. Вследствие ошибки в установке визирной цели над закрепленной точкой створная линия будет задана с некоторой ошибкой, в резуль-

тате чего разбиваемая точка C (рис. 93) сместится на величину $CC' = \Delta_p$. Из подобия треугольников $AA'A_1'$ и ACC' имеем

$$\frac{\Delta_p}{l} = \frac{A'A_1'}{b}.$$

Подставляя вместо $A'A_1'$ примерно равную ей величину $e_1 \cos \theta_1$, находим

$$\Delta_p = e_1 \cos \theta_1 \frac{l}{b},$$

т. е. наибольшее влияние ошибка редукции оказывает на удаленные от прибора точки, особенно при угловом элементе $\theta_1 = 0$ или 180° .

Средняя квадратическая ошибка створа за редукцию

$$m_p^2 = \frac{m_{e_1}^2 \left(\frac{l}{b}\right)^2}{2\pi} \int_0^{2\pi} \cos^2 \theta_1 d\theta_1$$

или

$$m_p = \frac{m_{e_1}}{\sqrt{2}} \cdot \frac{l}{b}. \quad (V.77)$$

Следовательно, центрирование прибора и визирных целей должно выполняться с особой тщательностью в направлениях, перпендикулярных к задаваемому створу. Влияние линейной ошибки центрирования m_e будет увеличиваться по мере приближения к теодолиту. Наоборот, влияние ошибки редукции m_p будет возрастать с удалением от теодолита и приближением к визирной цели.

Если принять $m_e \approx m_{e_1}$, то средняя квадратическая ошибка построения створа, вызванная совместным влиянием центрировки и редукции, будет равна

$$m_{ц.р}^2 = \frac{m_e^2}{2} \left[\left(\frac{b-l}{b}\right)^2 + \left(\frac{l}{b}\right)^2 \right] \quad (V.78)$$

или

$$m_{ц.р} = \frac{m_e}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(1 - \frac{l}{b}\right)^2 + \left(\frac{l}{b}\right)^2}. \quad (V.78')$$

Из анализа формулы (V.78') следует, что наибольшее влияние ошибка центрирования и редукции вызывает в конечных точках створа, когда $l=0$ или $l=b$ и $m_{ц.р} = \frac{m_e}{\sqrt{2}}$. Минимальная

ошибка получается при $l = \frac{b}{2}$ т. е. в середине створа, и $m_{ц.р} =$

$$= \frac{m_e}{2}.$$

Как уже указывалось, для теодолитов и визирных марок с оптическими центрирами величина m_e около 0,5—0,7 мм. Для нитяного остроконечного отвеса эта величина будет составлять в закрытых помещениях 2—3 мм, на открытых площадках — 3—5 мм.

Ошибка визирования в угловой мере обычно представляется в виде

$$m_v = \frac{\delta''}{v}, \quad (V.79)$$

где δ'' — некоторый критический угол зрения, зависящий от условий наблюдений и типа визирной цели; v — увеличение зрительной трубы. При этом для двух теодолитов с близким увеличением ошибка визирования будет меньше у того прибора, который имеет больший диаметр объектива и дает более четкое изображение.

Из опытных исследований установлено, что для благоприятных условий (спокойное изображение, хорошая освещенность) при использовании марок с контрастными визирными целями угол δ составляет 15—20''. В неблагоприятных условиях, особенно при плохой освещенности и слабой контрастности изображения, этот угол увеличивается до 60'' и более.

В инженерно-геодезических работах, когда наблюдения ведутся на четкие визирные цели, расположенные на сравнительно небольшом расстоянии от теодолита, средняя квадратическая ошибка визирования может быть принята

$$m_v'' = \frac{20''}{v}.$$

Так как при построении створа приходится визировать дважды (вначале на визирную цель, установленную в закрепленной точке оси, и затем на цель, фиксирующую разбиваемую точку сооружения), то, следовательно, для створных построений ошибка визирования

$$m_{v_c}'' = m_v'' \sqrt{2} = \frac{20'' \sqrt{2}}{v}$$

или в линейной мере

$$m_{v_c} = \frac{20'' \sqrt{2}}{v} \cdot \frac{l}{\rho''}, \quad (V.80)$$

где l — расстояние от разбиваемой точки до прибора.

Следует иметь в виду, что на ошибку визирования влияют факторы случайного и систематического характера и закон накопления этой ошибки весьма сложный. В средних результатах из многократных измерений влияние ошибки визирования несколько уменьшается, однако это уменьшение не будет пропорционально \sqrt{n} , где n — число приемов. В высокоточных наблюдениях, выполняемых в благоприятных условиях, ошибка визирования составляет 0,3—0,4''.

Перефокусирование зрительной трубы является весьма существенным источником ошибок измерений.

При разбивке сооружения способом створных засечек приходится визировать на точки, расположенные от теодолита на далекие и близкие расстояния, что заставляет менять фокусировку трубы. Вследствие неправильного хода фокусирующей линзы это вызывает смещение визирной оси относительно ее первоначального положения и приводит к ошибкам наблюдений, которые должны учитываться при точных работах.

Перефокусирование трубы изменяет величину коллимационной ошибки теодолита. Основываясь на этом, можно использовать полевой способ выявления этого источника ошибок*. Для двух точек, расположенных примерно на уровне горизонта инструмента (одна на дальнем расстоянии l_1 , другая на близком l_2), определяют коллимационные ошибки c_{l_1} и c_{l_2} . Разность этих ошибок может быть представлена в виде

$$\delta_{l_1, l_2} = c_{l_1} - c_{l_2} = \sigma_{\phi} + \sigma_{\varepsilon} + \Delta_{\Sigma}, \quad (\text{V.81})$$

где σ_{ϕ} — систематическая ошибка из-за неправильного хода фокусирующей линзы; σ_{ε} — постоянная ошибка вследствие внецентренности линии визирования; Δ_{Σ} — суммарное влияние случайных ошибок фокусирования, за перемену температуры, а также визирования, отсчета и др.

Произведя ряд измерений величин c_{l_1} и c_{l_2} , состоящий из n приемов, можно составить n разностей типа (V.81) и определить суммарную величину систематических ошибок $\sigma_{\phi} + \sigma_{\varepsilon} = \sigma_{\phi, \varepsilon}$:

$$\sigma_{\phi, \varepsilon} = \frac{[\delta_{l_1, l_2}]_1^n}{n}$$

и среднюю квадратическую величину случайных ошибок

$$m_{\Sigma} = \sqrt{\frac{[(\delta_{l_1, l_2} - \sigma_{\phi, \varepsilon})^2]^n}{n-1}}. \quad (\text{V.82})$$

В среднем значении при круге право и круге лево систематическая ошибка $\sigma_{\phi, \varepsilon}$ практически исключается, и, следовательно, для уменьшения влияния ошибки фокусирования створные измерения необходимо выполнять при двух положениях круга теодолита.

В современных высокоточных теодолитах при их тщательной юстировке ошибка фокусирования примерно равна ошибке визирования. Поэтому для ориентировочных расчетов можно принять $m_{\phi}'' \approx m_{\varepsilon}''$.

С учетом этого общее влияние при створных засечках ошибок визирования и фокусирования может быть выражено формулой

$$m_{\text{в.}\phi_{\text{с}}} = \frac{m_{\text{в}}'' \sqrt{3}}{v} \cdot \frac{l}{\rho} = \frac{20 \sqrt{3}}{v} \cdot \frac{l}{\rho}. \quad (\text{V.83})$$

* Предложен С. В. Марфенко.

Из внешних условий наиболее существенное влияние на точность построения створа оказывает боковая рефракция, возникающая вследствие наличия температурного градиента воздуха на линии визирования. В условиях строительной площадки температурные градиенты могут достигать

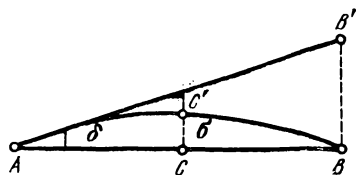


РИС. 94

0,3° на 1 м и боковая рефракция может значительно искажать створные засечки. По опытным данным, положение средней точки 300-метрового створа, определенное оптическим теодолитом в утренние и вечерние часы, различалось на величину до 5 мм, а в двухкилометровом створе — до 30 мм.

Если ACB (рис. 94) — проектная ось, то под влиянием рефракции световой луч идет по некоторой кривой $AC'B$. По этой кривой устанавливаются в створ теодолитом разбиваемые точки. При сравнительно однородном поле рефракции наибольшее искажение будет в середине створа, и оно выражается величиной CC' . Следовательно, для учета влияния рефракции в створных измерениях необходимо знать не только начальный угол δ , но и уравнение всей кривой $AC'B$ или хотя бы координаты ее характерных точек.

Для уменьшения влияния рефракции створные засечки ответственных сооружений выполняют многократно, в разных температурных условиях. При этом стремятся, чтобы линия визирования не проходила ближе 1—2 м от стен и боковых граней фундаментов.

При строительстве особо точных установок в закрытых помещениях создают стабильные внешние условия или определяют на пути визирного луча величины термических градиентов и вычисляют поправки за рефракцию, которые и вводят в створные измерения*. Приближенные значения этих поправок могут быть найдены по формуле

$$\sigma_{\text{мм}} = \frac{0,05 P_{\text{ср}} l (b - l)}{(273,2 + t_{\text{ср}}^{\circ})^2} \nabla t_{\text{ср}}, \quad (\text{V.84})$$

где $P_{\text{ср}}$ — среднее на створе давление воздуха в мм рт. ст.**; $t_{\text{ср}}^{\circ}$ — средняя для створа температура воздуха по Цельсию; b — общая длина створа в м; l — расстояние от прибора до точки створа, для которой определяется поправка, в м; $\nabla t_{\text{ср}}$ — средний на створе градиент температуры воздуха в направлении, перпендикулярном к створу, в градусах на 1 м.

* Д. Ш. Михелев. Формулы учета боковой рефракции при выполнении геодезических работ в закрытых помещениях.— Изв. вузов, Геодезия и аэрофотосъемка, вып. 3, 1967.

** 1 мм рт. ст. = 133,322 Па.

Например, для створа $b=200$ м при $P_{cp}=999,9$ гПа, $t_{cp}=20$ °С, среднем градиенте $\nabla t_{cp}=0,2$ градус/м в середине створа ($l=100$)

$$\sigma = \frac{0,05 \cdot 750 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 0,2}{(293,2)^3} = 0,9 \text{ мм.}$$

Влияние ошибок исходных данных в створной за-сечке — это влияние поперечных ошибок в положении опорных знаков, закрепляющих оси сооружения. Для створа $1-1'$, параллельного оси абсцисс (см. рис. 91), это ошибки m_{y_1} и m_{y_1}' в ординатах пунктов 1 и $1'$; на створе $2-2'$, параллельном оси ординат, влияют на положение точки C ошибки m_{x_2} и m_{x_2}' в абсциссах пунктов 2 и $2'$.

В соответствии с матрицей (V.22) частные производные по осям координат для определяемой точки C в данном способе разбивки будут

$$\begin{aligned} \frac{\partial x_C}{\partial x_2} &= \frac{b_2 - l_2}{b_2} = 1 - \frac{l_2}{b_2}; & \frac{\partial x_C}{\partial x_2'} &= \frac{l_2}{b_2}; \\ \frac{\partial y_C}{\partial y_1} &= \frac{b_1 - l_1}{b_1} = 1 - \frac{l_1}{b_1}; & \frac{\partial y_C}{\partial y_1'} &= \frac{l_1}{b_1}. \end{aligned}$$

При независимом определении исходных пунктов осей $1-1'$ и $2-2'$ влияние ошибок их координат на положение точки C составит

$$\left. \begin{aligned} m_{x_n}^2 &= \left(1 - \frac{l_2}{b_2}\right)^2 m_{x_2}^2 + \left(\frac{l_2}{b_2}\right)^2 m_{x_2'}^2, \\ m_{y_n}^2 &= \left(1 - \frac{l_1}{b_1}\right)^2 m_{y_1}^2 + \left(\frac{l_1}{b_1}\right)^2 m_{y_1'}^2. \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.85})$$

Если принять, что ошибки определения координат исходных пунктов примерно равны между собой

$$m_{x_2} \approx m_{x_2'} = m_x; \quad m_{y_1} \approx m_{y_1'} = m_y,$$

то получим формулы

$$\left. \begin{aligned} m_{x_n}^2 &= m_x^2 \left[\left(1 - \frac{l_2}{b_2}\right)^2 + \left(\frac{l_2}{b_2}\right)^2 \right], \\ m_{y_n}^2 &= m_y^2 \left[\left(1 - \frac{l_1}{b_1}\right)^2 + \left(\frac{l_1}{b_1}\right)^2 \right], \end{aligned} \right\} \quad -(\text{V.85}')$$

аналогичные формуле (V.78') влияния на створ центрировки и редукции.

Общая ошибка в положении разбиваемой точки под влиянием некоррелированных ошибок исходных данных выразится формулой

$$m_n^2 = m_{x_n}^2 + m_{y_n}^2,$$

или

$$m_n^2 = m_x^2 \left[\left(1 - \frac{l_2}{b_2} \right)^2 + \left(\frac{l_2}{b_2} \right)^2 \right] + m_y^2 \left[\left(1 - \left(\frac{l_1}{b_1} \right)^2 + \left(\frac{l_1}{b_1} \right)^2 \right) \right]. \quad (\text{V.86})$$

Для случая, когда $m_x \approx m_y = m_{x,y}$,

$$m_n^2 = m_{x,y}^2 \left[\left(1 - \frac{l_2}{b_2} \right)^2 + \left(\frac{l_2}{b_2} \right)^2 + \left(1 - \frac{l_1}{b_1} \right)^2 + \left(\frac{l_1}{b_1} \right)^2 \right]. \quad (\text{V.86}')$$

Для средней точки створа $l = \frac{b}{2}$, множитель в квадратных скобках равен 1 и влияние ошибок исходных данных равно

$$m_n = m_{x,y}, \quad (\text{V.87})$$

т. е. ошибки в координатах исходных пунктов.

В практике створных засечек обычно каждый створ строят независимо от другого, однако положение исходных пунктов (осей) по контуру сооружения находят из ходов, прокладываемых между главными осями, и поэтому эти пункты нельзя считать независимыми. С учетом корреляционных моментов K , связывающих ошибки одноименных координат исходных пунктов, согласно выражению (V.21) получим

$$\left. \begin{aligned} m_{x_{nk}}^2 &= m_x^2 \left[\left(1 - \frac{l_2}{b_2} \right)^2 + \left(\frac{l_2}{b_2} \right)^2 \right] + 2K_{x,x'} \left(1 - \frac{l_2}{b_2} \right) \frac{l_2}{b_2}, \\ m_{y_{nk}}^2 &= m_y^2 \left[\left(1 - \frac{l_1}{b_1} \right)^2 + \left(\frac{l_1}{b_1} \right)^2 \right] + 2K_{y,y'} \left(1 - \frac{l_1}{b_1} \right) \frac{l_1}{b_1}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.88})$$

Приняв приближенно $K_{x,x'} = \frac{1}{2} m_x^2$ и $K_{y,y'} = \frac{1}{2} m_y^2$, имеем

$$\left. \begin{aligned} m_{x_{nk}}^2 &= m_x^2 \left[\left(1 - \frac{l_2}{b_2} \right)^2 + \left(\frac{l_2}{b_2} \right)^2 + \left(1 - \frac{l_2}{b_2} \right) \frac{l_2}{b_2} \right], \\ m_{y_{nk}}^2 &= m_y^2 \left[\left(1 - \frac{l_1}{b_1} \right)^2 + \left(\frac{l_1}{b_1} \right)^2 + \left(1 - \frac{l_1}{b_1} \right) \frac{l_1}{b_1} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.88}')$$

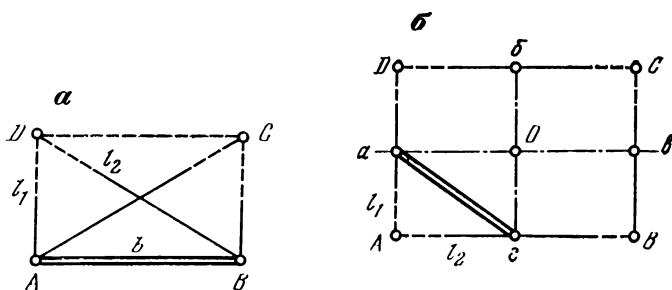


РИС. 95

При $m_x \approx m_y = m_{x,y}$ ошибка створной засечки под влиянием ошибок исходных пунктов с приближенным учетом их корреляции равна

$$m_{nk}^2 = m_{x,y}^2 \left[\left(1 - \frac{l_2}{b_2}\right)^2 + \left(1 - \frac{l_1}{b_1}\right)^2 + \left(\frac{l_2}{b_2}\right)^2 + \left(\frac{l_1}{b_1}\right)^2 + \left(1 - \frac{l_2}{b_2}\right) \frac{l_2}{b_2} + \left(1 - \frac{l_1}{b_1}\right) \frac{l_1}{b_1} \right]. \quad (\text{V.89})$$

Для средней точки створов $\left(\frac{l_2}{b_2} = \frac{l_1}{b_1} = \frac{1}{2}\right)$ получим

$$m_{nk} = m_{x,y} \sqrt{\frac{3}{2}}. \quad (\text{V.90})$$

Как видим, по сравнению с формулой (V.87) учет корреляционной связи повышает оценку влияния ошибок исходных данных на разбивку средней точки створной засечки в $\sqrt{\frac{3}{2}}$ раз.

Для отдельных строительных блоков и агрегатов ошибки исходных данных равны отклонениям расстояний между смежными разбивочными осями от проектных значений и составляют в среднем около 1—2 мм. Для больших, технологически связанных сооружений, отдельные части которых разбиваются от разных осей, ошибки исходных данных равны $1/25000$ расстояния между этими осями.

Способ линейной засечки. В способе линейной засечки точки сооружения определяются пересечением расстояний, отложенных от закрепленных на местности точек стороны или осей сооружения. Для разбивки линейной засечкой сооружения ABCD (рис. 95, а), сторона которого $AB = b$ определена от пункта строительной сетки или полигонометрии, от точки A по рулетке откладывают длину $AD = l_1$; от точки B второй рулеткой откладывают диагональ $l_2 = \sqrt{l_1^2 + b^2}$. В пересечении замеченных на рулетках концов отрезков l_1 и l_2 находят на местности точку сооружения D. Аналогично определяют точку C. Для контроля

разбивки измеряют сторону CD , которая должна быть равна b .

При разбивке сооружения от осевых знаков $a, б$ и $в, г$ (рис. 95, б) на знаках a и $г$ устанавливают нулевые штрихи рулеток и по проектным расстояниям l_1 и l_2 засекают точку A . Таким же образом от знаков $г$ и $в$ засекают точку B , от знаков a и $б$ — точку D и от знаков $б$ и $в$ — точку C . Правильность разбивки проверяют равенством диагоналей AC и BD . Очевидно, что линейная засечка может быть применена для непосредственной разбивки сооружения, длина сторон и диагоналей которого не превышает длины мерного прибора.

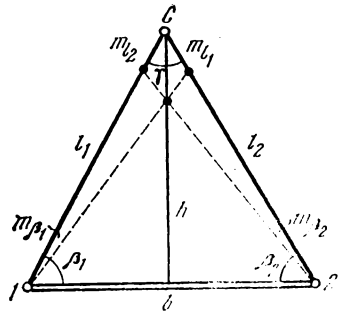


РИС. 96

Для определения точности линейной засечки в полной формуле ошибки прямой угловой засечки

$$m^2 = b^2 \frac{\sin^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma} \left(\frac{m_{\beta_1}}{\rho} \right)^2 + b^2 \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^4 \gamma} \left(\frac{m_{\beta_2}}{\rho} \right)^2 \quad (V.91)$$

выразим косинусы углов через стороны и ошибки углов -- через ошибки длин сторон (рис. 96). Так как

$$\frac{\sin \beta_1}{\sin \gamma} = \frac{l_2}{b}; \quad \frac{\sin \beta_2}{\sin \gamma} = \frac{l_1}{b}$$

и

$$\frac{m_{\beta_1}}{\rho} = \frac{m_{l_2}}{l_1}; \quad \frac{m_{\beta_2}}{\rho} = \frac{m_{l_1}}{l_2},$$

то

$$m^2 = \frac{1}{\sin^2 \gamma} (m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2). \quad (V.92)$$

При одинаковой точности отложения расстояний ($m_{l_1} = m_{l_2} = m_l$)

$$m = \frac{m_l \sqrt{2}}{\sin \gamma}. \quad (V.92')$$

Линейные ошибки m_{l_1} и m_{l_2} могут быть представлены в виде $\left(\frac{m_l}{l}\right) l_1$ и $\left(\frac{m_l}{l}\right) l_2$ и формула (V.92) преобразована

$$m^2 = \frac{1}{\sin^2 \gamma} \left(\frac{m_l}{l} \right)^2 (l_1^2 + l_2^2). \quad (V.93)$$

В линейной засечке при постоянной длине базиса и заданной точности линейных измерений (абсолютной или относительной) точностная функция цели имеет вид

$$F = \frac{1}{\sin \gamma},$$

минимизация которой дает величину угла $\gamma = 90^\circ$. Таким образом, *наиболее выгодно* является линейная засечка под прямым углом.

При $\gamma = 90^\circ$

$$m = m_l \sqrt{2} \quad (\text{V.94})$$

или в относительных ошибках

$$\frac{m}{l} = \frac{m_l \sqrt{2}}{l}. \quad (\text{V.94}')$$

На точность линейной засечки также будут оказывать влияние ошибки исходных данных и ошибки фиксирования.

Ошибки исходных данных, т. е. ошибки в положении исходных пунктов засечки 1 и 2, от которых откладываются проектные расстояния l_1 и l_2 , приведут к смещению засекаемой точки. При этом, так как в круговом эллипсе ошибок радиусы m_1 или m_2 исходные пункты могут занимать любое положение от нуля до 2π , то средняя квадратическая величина влияния этих ошибок на точность засечки будет составлять $\frac{m_1}{\sqrt{2}}$ и $\frac{m_2}{\sqrt{2}}$ [см. формулу (V.77)]. При отсутствии корреляции между этими ошибками формула для расчета влияния ошибок исходных данных в линейной засечке будет иметь вид

$$m_n^2 = \frac{1}{2 \sin^2 \gamma} (m_1^2 + m_2^2). \quad (\text{V.95})$$

При $m_1 \approx m_2 = m_{1.2}$

$$m_n = \frac{m_{1.2}}{\sin \gamma}.$$

Если учитывать корреляционную связь между пунктами, то получим формулу

$$m_{n_k}^2 = \frac{1}{2 \sin^2 \gamma} (m_1^2 + m_2^2 - \cos \gamma m_1 m_2) \quad (\text{V.96})$$

и при $m_1 \approx m_2 = m_{1.2}$

$$m_{n_k}^2 = \frac{m_{1.2}^2}{2 \sin^2 \gamma} (2 - \cos \gamma).$$

Для засечки при $\gamma = 90^\circ$ в обоих случаях

$$m_n = m_{1.2},$$

т. е. в линейной засечке под углом $\gamma=90^\circ$ корреляция между исходными пунктами не оказывает влияния на точность разбиваемого пункта.

Общая ошибка линейной

засечки определяется по формуле (V.20).

Створно-линейный способ. В этом способе проектные расстояния откладываются по створам, закрепляющим разбивочные оси. Исходными пунктами I и I' (рис. 97) являются знаки главных (или основных) осей сооружений. Створ обычно задают теодолитом; на небольших расстояниях он может осуществляться монтажной проволокой. Проектные расстояния откладывают стальными или инварными мерными приборами, последовательно фиксируя в натуре положение строительных осей. Контролем разбивки служит примыкание ко второму исходному пункту.

Основными источниками ошибок створно-линейного способа являются построение створа (m_c) и отложение проектных расстояний (m_l). Суммарное влияние этих источников ошибок как независимых будет

$$m^2 = \left(\frac{m_c l}{p''} \right)^2 + \left(\frac{m_l}{l} \right)^2 l^2. \quad (\text{V.97})$$

Как и в других способах разбивки, на точность этого способа будут оказывать влияние ошибки исходных данных (m_n) и ошибки фиксирования точек (m_ϕ). В соответствии с формулой (V.88') ошибка построения створа с учетом корреляции ошибок исходных данных

$$m_{n\phi}^2 = m_{1.2}^2 \left[\left(1 - \frac{l}{b} \right)^2 + \left(\frac{l}{b} \right)^2 + \left(1 - \frac{l}{b} \right) \frac{l}{b} \right]. \quad (\text{V.98})$$

Для точных разбивочных работ можно принять $m_\phi = 1 - 2$ мм; $\frac{m_l}{l} = 1/25\ 000$; m_c'' равной $1 - 2''$.

ГЛАВА VI

ТЕХНОЛОГИЯ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

§ 44. ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА ПРОЕКТА

Проект сооружения. Строительство инженерных сооружений осуществляется по рабочим чертежам проекта, которые разрабатываются на основании всесторонних комплексных исследований.

Основными документами проекта для вынесения его в натуру являются следующие:

генеральный план сооружения в масштабе 1 : 500—1 : 2000, в котором на топографической подоснове нанесены все проектируемые строения, указаны проектные координаты главных точек и отметки характерных плоскостей. Для сложных сооружений генеральный план дополняют чертежом разбивки главных осей (в городах—красных линий застройки) с данными привязки к пунктам геодезической основы;

рабочие чертежи, на которых в крупных масштабах даются планы, разрезы, профили всех частей сооружений с размерами и высотами деталей;

проект вертикальной планировки в масштабе 1 : 1000—1 : 2000 — проект преобразования естественного рельефа местности для создания поверхности с плавными уклонами, обеспечивающими сток ливневых вод. В проекте по сетке квадратов или поперечников даны высоты поверхности земли и проектные и рабочие отметки. В картограмме земляных работ приведены объемы выемки и насыпи по квадратам или массивам и показаны направления перемещения земляных масс;

планы и продольные профили дорог, подземных коммуникаций, воздушных линий в масштабах: горизонтальном 1 : 2000—1 : 5000, вертикальном 1 : 200—1 : 500;

схемы геодезического обоснования строительной площадки, чертежи центров и знаков, ведомости координат и отметок;

пояснительная записка с обоснованием проектных решений и инженерными расчетами.

Кроме этого, изучается проект организации строительных и геодезических работ, календарный план строительства, а также проект размещения подсобных производственных предприятий и временных сооружений — стройгенплан.

Для выноса проекта сооружений в натуру производят его геодезическую подготовку, которая включает:

- а) аналитический расчет проекта;
- б) составление разбивочных чертежей с данными привязки главных осей к пунктам геодезической основы;
- в) разработку проекта производства геодезических работ (ППГР).

Геодезическая подготовка проекта зависит от способа проектирования сооружения: аналитического, графоаналитического, графического.

При аналитическом способе все проектные данные находят путем математических вычислений, при этом координаты существующих зданий и сооружений определяют геодезической привязкой в натуре, а размеры элементов проекта задают, исходя из технологических расчетов и схемы горизонтальной планировки площадки. Генеральный план сооружения служит лишь

для наглядности принятых проектных решений. Этот метод проектирования применяют главным образом для реконструкции и расширения предприятий, железнодорожных узлов и др.

Чаще используют графоаналитический способ, при котором часть исходных данных для проектирования берется графическим путем с топографического плана (размеры построек, координаты ряда контурных точек), остальные данные определяются аналитически (размеры проектируемых сооружений, координаты углов опорных зданий).

Если проект сооружения не связан с существующими строениями, то иногда применяют графический способ проектирования, при котором все основные вопросы планировки решаются на плане графически. Расчет проекта производят по графическим координатам всех его главных точек. Путем решения обратных задач находят длины и дирекционные углы отдельных линий и полярные координаты для вынесения в натуру главных осей от пунктов геодезической основы.

При графическом способе ошибки проектирования зависят в первую очередь от точности плана и его масштаба. Как известно,

$$\Delta = \delta M,$$

где δ — ошибка определения на плане длины линий или координат точек; M — знаменатель масштаба плана.

Аналитический расчет проекта. Для выноса проекта в натуру независимо от способа проектирования все его геометрические элементы должны быть строго математически увязаны между собою и с имеющимися на площадке капитальными зданиями и сооружениями. Это необходимо, чтобы устранить влияние на точность разбивочных работ ошибок в исходных для проектирования данных (координатах, высотах, длинах линий), особенно взятых графически с плана, и возможных неточностей самого проектирования и тем самым избежать в процессе строительства появления грубых ошибок в расположении сооружений.

При аналитическом расчете по проектным размерам и углам вычисляют координаты пересечений осей сооружений, проездов, красных линий застройки; наоборот, по исходным координатам, полученным в результате измерений на местности или взятым по плану, находят расчетные значения длин линий и углов поворота. На трассах определяют элементы прямых и кривых, проектные высоты, уклоны. В опорных зданиях проверяют координаты угловых точек. Главные разбивочные оси привязывают к пунктам геодезической основы.

Типовыми геодезическими задачами, решаемыми при аналитическом расчете проекта, являются прямая и обратная задача; определение точек пересечения двух прямых, прямой и кривой; вычисление уравнений линий, параллельных и

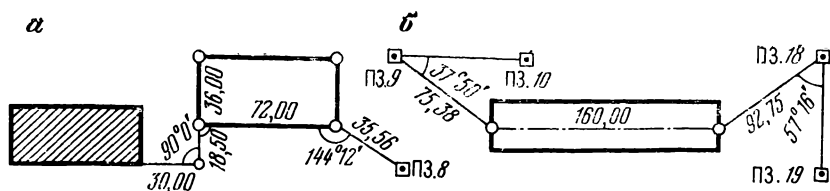


РИС. 98

перпендикулярных к заданным, координат центров круговых сооружений; расчеты главных элементов кривых и др.

Для контроля проектные координаты вычисляют по замкнутым полигонам и по ходам между пунктами геодезической основы.

Привязка проекта. Привязкой проекта называют расчеты геодезических данных, по которым на местности разбивают главные оси сооружений. Привязка рассчитывается с гарантированным контролем.

При реконструкции и расширении объекта, когда вновь строящиеся сооружения тесно связаны с существующими, данными привязки обычно являются расстояния от контуров или осей опорных строений до проектируемых (рис. 98, а). Для контроля разбивки хотя бы одну из главных точек привязывают к имеющемуся на площадке геодезическому пункту.

Для строящихся объектов на новых площадках данными привязки проекта служат разбивочные элементы относительно пунктов создаваемой геодезической основы, при этом точки главных осей задаются полярными или прямоугольными координатами, а также разбивочными углами в случае применения способа угловой засечки (рис. 98, б).

На линейных сооружениях типа плотин, мостовых и туннельных переходов, для которых створ сооружения выбирается в натуре в процессе изысканий и закрепляется фундаментальными знаками, эти знаки обычно включают в разбивочную сеть и определяют из обработки сети их координаты. Для этих сооружений точки главной оси или совпадают с пунктами сети, или при некотором уточнении и смещении створа в процессе рабочего проектирования будут находиться вблизи этих пунктов, что значительно упрощает разбивку главной оси.

На городских территориях привязка проекта сооружений производится способом полярных или прямоугольных координат к точкам красных линий, разграничивающих поле застройки от полосы проездов (улиц). План красных линий составляют при разработке проекта детальной планировки, при этом рассчитывают координаты всех поворотных точек прямых и главных точек кривых, по которым эти точки выносят в натуре от пунктов полигометрической сети и закрепляют. Для контроля

по всем закрепленным точкам красных линий прокладывают полигонометрические (или теодолитные) ходы, в результате обработки которых получают исполнительные координаты красных линий. Если эти координаты в некоторых точках отличаются от расчетных (проектных) на величину, превышающую допустимое отклонение (3—5 см), то положение этих точек корректируется на местности.

Для типовых проектов сооружений привязка их к местности может быть осуществлена и к осям проездов, пересечение которых задают координатами. Очевидно, что вынос проекта в натуре от красных линий или осей проездов может быть заменен разбивкой сооружений от ближайших пунктов геодезической основы с соответствующим пересчетом разбивочных элементов.

Составление разбивочных чертежей. На основании генерального плана сооружения, аналитического расчета и привязки проекта составляют разбивочный чертеж — основной документ для разбивки главных осей сооружения в натуре. В этом документе в масштабе 1:2000—1:5000 или крупнее в зависимости от сложности сооружения показывают пункты разбивочной основы; положение главных осей с их координатами и разбивочными элементами; контуры сооружения с длинами сторон и углами поворота.

Проект производства геодезических работ. На основе изучения генерального плана объекта, стройгенплана и технических условий на возведение отдельных сооружений составляется проект производства геодезических работ (ППГР), который является составной частью общего проекта производства строительного-монтажных работ и тщательно увязывается с ним.

ППГР предназначается для своевременного обеспечения геодезическими данными всего комплекса строительных работ и монтажа технологического оборудования. Проект состоит из следующих основных разделов.

1. Организация геодезических работ на строительной площадке. Технология и календарный план выполнения работ. Схема геодезической службы и функции ее подразделений. График обеспечения геодезическими приборами. Смета на производство геодезических работ.

2. Основные инженерно-геодезические работы. Схема и программа построения на площадке плановой и высотной разбивочной основы и обоснование ее точности. Уравнивание. Типы центров и знаков. Периодичность контроля устойчивости плановой и высотной основы.

3. Геодезические разбивочные работы. Разбивка главных осей сооружений. Детальная разбивка сооружений по этапам строительного-монтажных работ. Исполнительные съемки.

4. Геодезическая выверка конструкций и оборудования. Разбивка и закрепление монтажных осей. Установка и выверка конструкций в плане, по высоте, по

вертикали. Требование к точности. Приборы. Контрольные измерения.

5. Наблюдения за деформациями сооружений ий. Обоснование точности. Методы. Геодезическая основа. Схема размещения знаков. Периодичность наблюдений. Отчетная документация.

§ 45. ОСНОВНЫЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

Разбивка главных осей. В соответствии с данными привязки проекта главные оси разбивают от пунктов геодезической основы, специально построенной для разбивочных работ или созданной как обоснование для крупномасштабной съемки площадки.

Для разбивки главных осей на основании общего разбивочного чертежа объекта (или его генплана) и рабочих чертежей фундамента сооружения составляют схематический чертеж, на котором в крупном масштабе показывают ближайшие к сооружению пункты геодезической основы, положение главных осей с разбивочными элементами, рассчитанными для принятого способа разбивки, проектные размеры сооружения. В приведенном на рис. 99 примере продольная ось сооружения разбивается полярным способом от пунктов полигонометрии. Найденные в натуре исходные точки *I* и *II* закрепляются фундаментальными знаками. На расстоянии 20—30 м от них строго в створе оси закладывают дополнительные знаки крепления *I'* и *II'*.

Для контроля привязки на пункте *ПЗ.12* (или *ПЗ.6*) может быть измерено направление β_2^1 . Расстояние между исходными точками *I* и *II* измеряют с заданной в проекте точностью, при этом намечают точки *B/11* и *B/46*, в которых перпендикулярно к продольной оси разбивают и закрепляют поперечные основные оси. Таким образом, при разбивке главных осей выполняют двойной контроль: во-первых, проверяют достоверность выноса в натуру проекта относительно геодезической основы и, во-вторых, проверяют точность взаимного положения исходных точек.

При наличии на площадке строительной сетки обычно привязывают в проекте габаритные оси зданий и разбивают их в натуре способом прямоугольных координат (рис. 100). Главные точки здания *I* и *IV* определяют от ближайших пунктов сетки по вычисленным приращениям абсцисс и ординат, при этом большее приращение отмеряют по стороне сетки, меньшее — по перпендикуляру. Для небольших строений точки *II* и *III* могут быть определены путем отложения по створам *PI* и *P'IV* проектных расстояний с измерением для контроля длины стороны *PIII*. Для больших зданий, ширина которых превышает 100 м, следует точно определять эти точки от смежных пунктов строительной сетки.

Так как при разбивке главных осей определяется лишь общее положение сооружения на площадке и его ориентирование относительно соседних сооружений и ситуации местности, то относительную ошибку отложения проектных расстояний от пунктов полигонометрии или строительной сетки, когда величина этого расстояния, как правило, не превышает 100—200 м, допускают до $1/5000$, а проектных углов — $20''$.

Учитывая трудности непосредственных линейных измерений на площадке в процессе строительства, для разбивки главных осей могут быть применены малые светодальномеры и оптические дальномеры типа Редта. В этом случае отражатель или рейку устанавливают в створе измеряемой линии над точкой, находящейся примерно на заданном в проекте расстоянии от прибора, и определяют по дальномеру точное расстояние до нее. Взяв разность между измеренным и проектным значениями расстояния, откладывают ее рулеткой в створе линии и закрепляют найденную точку. Для контроля измеряют общую длину линии.

После закрепления точек I, II, III и IV устанавливают на каждой из них теодолит и проверяют взаимную перпендикулярность осей. Отклонение от прямого угла для строительных работ допускают не более $30''$. При больших отклонениях необходимо несколько переместить ближайшую точку. Следует иметь в виду, что взаимная перпендикулярность главных осей является одним из основных требований, предъявляемых к их разбивке, ибо перекося этих осей приведет в дальнейшем к перекося всех остальных осей сооружений.

Проектирование и построение обноски. Оси сооружения должны быть разбиты одна относительно другой с ошибкой порядка $\pm 1-2$ мм. Для обеспечения такой точности по периметру сооружения устраивают специальную деревянную или металлическую обноску. Обноска создает благоприятные условия для линейных измерений и закрепления разбиваемых осей.

Проектируют обноску по генеральному плану, располагая ее стороны параллельно осям сооружения. При вытянутой форме сооружения, что наиболее часто имеет место на практике, обноску проектируют в виде прямоугольника, ограждающего сооружение со всех четырех сторон на некотором расстоянии от исходных осей (рис. 101). Небольшие выступы фундамента в расчет не принимают. Обноску вокруг сооружения более сложной конфигурации проектируют в виде прямоугольника, к которому примыкают обноски остальных частей.

Расстояние между наружной гранью фундамента и обноской назначают с таким расчетом, чтобы последняя не попадала

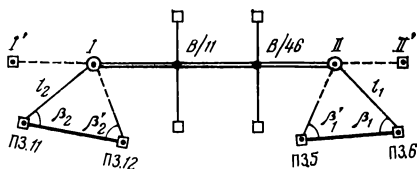


РИС. 99

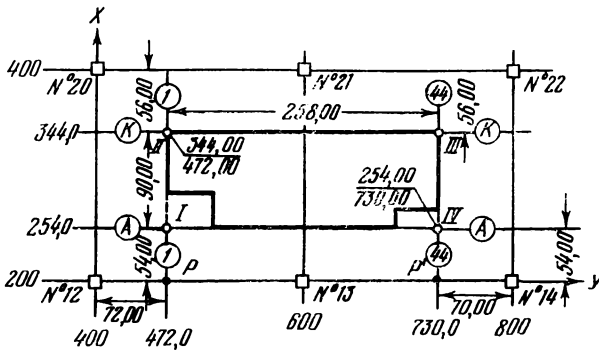


РИС. 100

в зону земляных работ, когда будут рыть котлован под фундамент. При глубине котлована h и одинарном откосе расстояние от фундамента до обноска будет равно h метров плюс запас на навалы земли 3—5 м или более в зависимости от глубины котлована и методов производства земляных работ.

Для фундаментов с глубоким залеганием основания обноска может быть построена на дне котлована после производства земляных работ. В этом случае контур котлована должен быть соответственно увеличен, чтобы расстояние между наружными гранями фундамента и обноской составляло около 1 м.

Обноска может быть построена сплошная или несплошная, створная. Когда обноска сплошная, примерно через 3 м по всему периметру сооружения на принятом расстоянии от габаритных осей вкапывают в землю столбы, и на одной отметке к ним горизонтально прикрепляют строганные доски или металлические уголки (рис. 102).

Створная обноска состоит из отдельно стоящих столбов, скамеек или металлических деталей, каждая пара которых закрепляет какую-либо ось (створ). Столбы устанавливают на одну высоту вне зоны земляных работ, параллельно соответствующим осям сооружения (рис. 103).

Высота обноски должна быть около 0,5—1,2 м, чтобы по ней удобно было производить измерения и устанавливать над ней штатив теодолита.

На местности с большим наклоном разность высот крайних точек сооружений значительных размеров может достигать до нескольких метров. В этом случае обноску строят ступенями (рис. 104).

Обноску разбивают от закрепленных точек осей. Для створной обноски отложение на местности проектных расстояний и установка в намеченных точках столбов выполняются с повышенной точностью, чтобы при детальной разбивке оси попадали на срезы столбов и не пришлось последние переставлять.

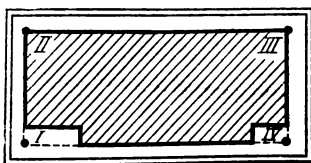


РИС. 101

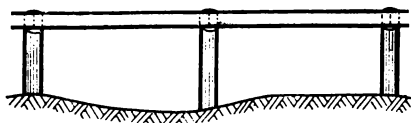


РИС. 102

Створная обноска экономически более эффективна и более устойчива, чем сплошная. Она мало мешает движению транспорта на сооружении в любом направлении; легко контролируется путем измерения расстояния между смежными столбами. Сплошную обноску следует строить только в том случае, когда без нее трудно обеспечить точную разбивку осей, например в случае детальной разбивки фундаментов с большим количеством закладных частей или разбивки осей установок, состоящих из множества отдельных сооружений, технологически связанных между собой.

Независимо от вида обноски она должна удовлетворять следующим основным требованиям.

1. Стороны обноски должны быть соответственно параллельны продольным и поперечным осям сооружения. Если не соблюдать это условие, то расстояния между смежными осями, отложенные по обноске, будут систематически меньше проектных.

Пусть обноска $A'-A''$ (рис. 105) построена непараллельно оси $A-A_1$ и составляет с ним некоторый угол θ . Тогда разность между расстоянием l , отложенным на обноске, и проекцией этого расстояния на ось $A-A_1$ будет

$$\Delta l = l - l \cos \theta = 2l \sin^2 \frac{\theta}{2}, \quad (\text{VI.1})$$

т. е. аналогична поправке за наклон линии местности.

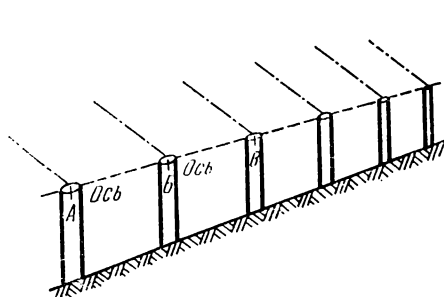


РИС. 103

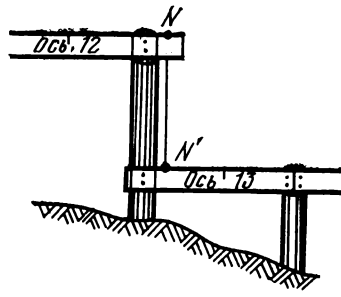


РИС. 104

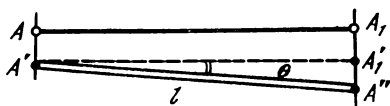


РИС. 105

При разбивке основных осей по обноске средняя квадратическая относительная ошибка линейных измерений составляет 1 : 25 000. Чтобы обеспечить такую точность, влияние ошибки за непарал-

лельность стороны обноски осям сооружений как одной из систематических ошибок не должно превышать 1 : 50 000. Из формулы (VI.1) следует, что для этого

$$2 \sin^2 \frac{\theta}{2} \leq \frac{\Delta l}{l} \leq \frac{1}{50\,000}$$

или

$$\theta \leq \rho' \sqrt{\frac{2}{50\,000}} \leq 22', \quad (\text{VI.2})$$

где $\rho' = 3438'$.

Следовательно, если обноска служит только в качестве горизонтальной плоскости для откладывания по ней проектных расстояний, то могут быть допущены значительные отступления от строгого соблюдения первого требования. Однако если обноска используется как закрепленная параллельная ось и от нее откладывают перпендикулярные направления или отмеряют расстояния, то, естественно, она должна быть построена с той же точностью, с какой разбиваются основные оси.

2. Обноска должна быть прямолинейной, чтобы при измерениях по ней мерный прибор с достаточной точностью укладывался в створе. Допустимая нестворность укладывания мерного прибора (ошибка вешения) вычисляется по формуле

$$\Delta l_{\text{в}} = 2 \frac{\varepsilon^2}{l}, \quad (\text{VI.3})$$

где ε — величина отклонения концов мерного прибора от створа; l — длина мерного прибора.

Относительная ошибка

$$\frac{\Delta l_{\text{в}}}{l} = 2 \frac{\varepsilon^2}{l^2},$$

откуда

$$\varepsilon = l \sqrt{\frac{1}{2} \frac{\Delta l_{\text{в}}}{l}}. \quad (\text{VI.4})$$

Приняв для нашего случая $l = 20$ м и $\frac{\Delta l_{\text{в}}}{l} = \frac{1}{50\,000}$, получим среднюю величину ошибки $\varepsilon = 6,3$ см. При уложении 8-метровой

инварной ленты ε не должно превышать 2 см. Поэтому прямолинейность обноска необходимо задавать теодолитом.

3. Обноска должна быть горизонтальной, чтобы при откладывании по ней проектных расстояний поправками за наклон можно было пренебрегать.

Как известно, поправка за наклон местности может быть подсчитана по формуле

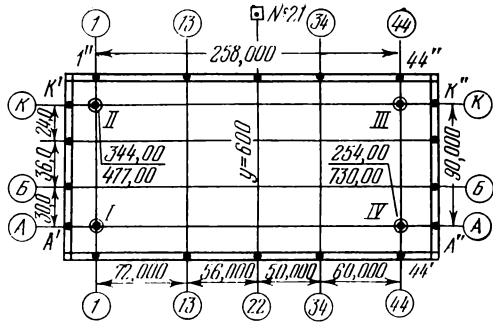


РИС. 106

$$\Delta l_h = \frac{h^2}{2l}.$$

Отсюда величина разности отметок двух точек h , при которой пренебрегают поправкой за наклон, равна

$$h = l \sqrt{2 \frac{\Delta l_h}{l}}. \quad (VI.5)$$

В данном случае l — минимальное расстояние между соседними столбами обноска. При $l=6$ м и $\frac{\Delta l_h}{l} = 1/50\,000$ получим $h = 3,8$ см. Следовательно, отметку для установки обноска на один уровень необходимо выносить нивелиром.

Построение на обноске осевой разбивочной системы. Путем выноса на обноску главных осей и построения на ней основных осей создают в натуре осевую разбивочную систему, используемую как основу для детальной разбивки сооружения. Для разбивки основных осей на основании генплана сооружения и рабочих чертежей фундамента составляют специальный разбивочный чертеж (рис. 106), на котором выписывают все расстояния между осями. При этом тщательно проверяют проектную документацию: суммируют расстояния между отдельными осями и сумму сравнивают с общими размерами сооружения, а также с разностью координат главных осей, закрепленных на местности.

На построенную обноску путем проектирования коллимационной плоскостью выносят главные оси, устанавливая теодолит в закрепленных на местности точках I , II , III и IV . При этом учитывают, что на точность проектирования ближних к теодолиту точек влияет главным образом ошибка центрирования, дальних точек — ошибка визирования.

Приняв положение одной продольной исходной оси и одной поперечной за твердое, неизменное (на рис. 106 оси $A-A$ и $I-I$), от них откладывают по обеим параллельным сторонам обноски согласно разбивочному чертежу проектные расстояния, фиксируя на обноске продольные и поперечные оси.

Линейные измерения по обноске производят инварной лентой или компарированной стальной рулеткой с натяжением по динамометру со средней квадратической ошибкой $1:25\,000$. В процессе измерений вводят поправки за компарирование и температуру, причем, если суммарная величина этих поправок больше $0,5$ мм на пролет (на одно уложение мерного прибора), то целесообразно при помощи измерителя и масштабной линейки вводить поправку в каждый пролет. При меньшей величине поправки последнюю вводят суммарно, после нескольких уложений прибора. Следует обратить внимание на правильный учет знака поправки (см. § 41).

Расстояние между разбивочными осями в зданиях производственного назначения обычно кратны 1 м, а в сооружениях — 100 мм, так что по ленте с дециметровыми делениями положение осей отмечается с достаточной точностью. На обноске оси фиксируют острым карандашом и подписывают.

В местах, где обноска имеет уступы (см. рис. 104), при откладывании расстояний приходится с уступа на уступ при помощи теодолита проектировать некоторую точку N .

Таким образом, откладывая последовательно мерный прибор и фиксируя разбивочные оси, приходят к конечной оси, вынесенной ранее на обноску в качестве исходной. Вследствие ошибок измерений конечная ось, разбитая по обноске, как правило, не будет совпадать с одноименной исходной осью, вынесенной теодолитом. Если величина этого несовпадения не превышает точности разбивки главных осей и, следовательно, грубые ошибки отсутствуют, то за окончательную принимают ось, полученную в результате измерений по обноске, так как эти измерения дают большую точность во взаимном положении осей сооружения, что особенно важно для строительно-монтажных работ.

Однако, когда сторона обноски сооружений достигает 400 м и больше и вследствие этого в разбивочных работах происходит значительное накопление ошибок, целесообразно при помощи теодолита выносить на обноску следы пересекаемых сторон сетки (на рис. 106 вынесена сторона $y=600,00$ м) или повышать точность разбивки главных осей и использовать их для увязки измерений по обноске.

Закончив разбивку осей, производят контрольные измерения расстояний между каждым двумя соседними осями путем трехкратного отсчитывания по шкалам мерного прибора. После введения в измерения расстояния поправок за компарирование и температуру их сравнивают с проектными данными. В зависи-

мости от расстояний между основными осями разности не должны превышать 1÷3 мм. В противном случае несколько перемещают намеченные оси так, чтобы распределить разности на ближайшие пролеты.

Измерения по обноске необходимо производить мерными приборами, компарированными на плоскости. Если вести измерения приборами, компарированными на весу, то в разбивку осей будет внесена систематическая ошибка. Разность между длиной дуги и стягивающей ее хордой может быть найдена по формуле

$$\Delta_l = \frac{l^3 q^2}{24F^2}, \quad (\text{VI.6})$$

где l — длина мерного прибора в метрах; q — масса одного погонного метра мерного прибора в килограммах; F — натяжение в килограммах.

Для рулетки сечением 10 мм×0,2 мм $q=0,0156$ кг; при $l=20$ м и $F=10$ кг получив $\Delta_l=0,8$ мм. Для инварной ленты сечением 6 мм×0,5 мм $q=0,0243$ кг, что при $l=24$ м и том же натяжении дает $\Delta_l=3,3$ мм.

При измерениях по створной обноске мерный прибор будет провисать. Наибольшее расстояние между столбами, при котором ошибкой за провисание Δ_l можно пренебречь, т. е. когда $\Delta_l \leq 0,1$, равно

$$l = \sqrt[3]{\frac{24\Delta_l F^2}{q^2}} \quad (\text{VI.7})$$

и составит для инварной ленты 8 м, для стальной рулетки 10 м.

Следовательно, расстояние между знаками створной обноска не должно превышать 8—10 м. Если это расстояние больше, необходимо при измерениях устанавливать ровень с соседними знаками обноска переносные подпорки.

Закрепление осей. Окончательное положение оси на обноске фиксируют небольшим гвоздем на дереве или керном на металле, обводят масляной краской и подписывают ее номер. При сплошной обноске особо важные оси дополнительно закрепляют грунтовыми железобетонными знаками. Знаки устанавливают рядом с обноской на глубину 1,2—1,5 мм и для большей сохранности закрывают сверху крышками. Оси с обноска переносят на эти знаки при помощи теодолита и фиксируют на металлических центрах накернованной точкой.

После закрепления осей в нескольких местах сплошной обноска могут быть сделаны проемы для проезда транспорта. В процессе строительства необходимо следить за состоянием обноска, периодически проверять от надежных знаков ее неподвижность.

Сдача основных разбивочных работ. Завершив работы по построению осевой разбивочной основы, составляют акт сдачи работ и исполнительный чертеж, на который наносят:

- а) пункты геодезической основы, от которых по координатам разбивались главные оси, с указанием разбивочных элементов;
- б) обноску с расположением осей и с указанием расстояний между ними по результатам контрольных измерений;
- в) знаки крепления осей.

Перенесение креплений осей внутрь зданий и сооружений. Разбитые на обноске и закрепленные вне здания главные и основные оси по мере возведения надземной части сооружения теряют свою практическую ценность. Поэтому для продолжения разбивочных работ при строительстве фундаментов под оборудование и монтаже строительных конструкций приходится знаки крепления осей переносить внутрь зданий.

Перенесение знаков производят створным способом по завершении нулевого цикла, когда еще возможно прямое визирование между точками, закрепляющими оси на противоположных сторонах обноски; при этом тщательно центрируют теодолит и марки и добиваются, чтобы ошибка переноса осей не превышала 1—2 мм.

В зависимости от размеров сооружения и от требуемой точности монтажных работ оси закрепляют различными знаками. В небольших зданиях иногда бывает достаточно забетонировать с внутренних сторон стен скобы и накернить на них положение осей. Наиболее часто оси закрепляют металлическими знаками, забетонированными в построенные части фундамента или в опорную плиту на исходном горизонте с учетом возможности установки над ними теодолита. Основные оси прецизионных сооружений, требующих высокой точности геодезических работ, закрепляют фундаментальными знаками.

Одновременно с плановыми знаками внутрь сооружений переносят и высотные знаки — реперы. Последние устанавливают в наиболее устойчивых фундаментах или совмещают с фундаментальными плановыми знаками. Таких реперов должно быть не менее 2—3. Однако на крупных сооружениях общее число реперов и их местоположение рассчитывают таким образом, чтобы в любую часть сооружения можно было передать проектную отметку с контролем (от двух реперов) с одной постановки нивелира, т. е. примерно через 100—150 м необходимо иметь репер.

§ 46. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА КОТЛОВАНОВ И ФУНДАМЕНТОВ

Разбивка котлованов. Детальная разбивка сооружений производится последовательно, в соответствии с этапами строительного-монтажных работ. Сначала ведут разбивку котлованов и траншей для производства земляных работ. Затем выполняют раз-

бивку осей для возведения оснований и фундаментов. Наконец, производят геодезические работы для монтажа конструкций и оборудования, для строительства надземной части зданий и сооружений.

Для разработки котлована необходимо согласно проекту разбить на местности от основных осей проекцию контура его основания, наметить бровки откосов, передать на дно котлована проектную отметку и проверить планировку дна и откосов. С целью уточнения объема земляных работ дневная поверхность в пределах бровки откосов котлована нивелируется по квадратам или поперечникам.

Для небольших установок и зданий разбивка котлована может быть произведена одновременно с детальной разбивкой осей фундамента. Вокруг проектируемого сооружения намечают дополнительную обноску, положение которой на местности определяют от основных осей способом прямоугольных координат. На эту обноску способом створов переносят с общей обноски продольную и поперечную основные оси фундамента и закрепляют их на двух сторонах обноски (рис. 107, а — план, б — разрез). От этих осей рулеткой откладывают проектные расстояния до всех граней и контуров котлована и фундамента (бровки и основания котлована, основания и обреза фундамента и т. д.), закрепляют их и подписывают номера осей.

Соединив одноименные точки на обноске тонкой проволокой, получают контур той или иной части сооружения. Для обозначения на местности границ котлована пересечения соответствующих проволоч (осей) проектируют отвесом на землю и закрепляют колышками.

При строительстве глубоких котлованов вначале производят выемку и вывоз грунта и уже затем строят обноску. В этом случае границы котлована разбивают непосредственно от основных осей.

Когда котлован вчерне вырыт, на дно его передают высоты от ближайших реперов. Если откосы котлована пологие, эта передача осуществляется несколькими постановками нивелира. Когда откосы крутые и постановка на них прибора невозможна, высоты передают при помощи двух нивелиров и рулетки (рис. 108).

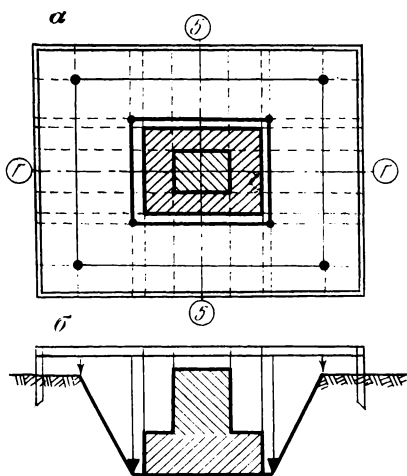


РИС. 107

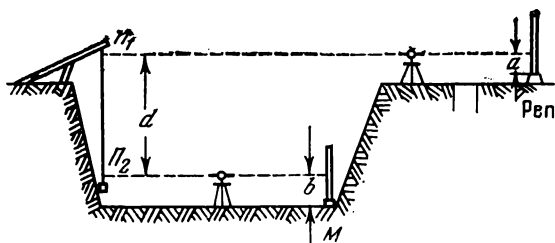


РИС. 108

На бровке котлована прикрепляют к кронштейну рулетку и опускают ее на дно, подвесив на конце груз, равный натяжению при ее компарировании. Между ближайшим репером и кронштейном, соблюдая принцип равенства плеч, устанавливают нивелир; второй нивелир ставят в котловане, посередине между рулеткой и точкой, на которую передают высоту. На репере и точке в котловане устанавливают рейки и по ним берут отсчеты. Затем одновременно оба нивелировщика отсчитывают по рулетке.

Высота точки M в котловане будет

$$H_M = H_{\text{реп}} + a - d - b, \quad (\text{VI.8})$$

где $H_{\text{реп}}$ — высота репера; a и b — отсчеты по рейкам, установленным соответственно на репере и в котловане; $d = n_2 - n_1$ — разность отсчетов нижним и верхним нивелирами по рулетке (нуль рулетки вверх).

Для контроля можно передать отметку от другого репера, несколько изменив при этом подвеску рулетки. При выполнении земляных работ достаточно передать отметку на дно котлована с ошибкой 1 см.

Чтобы передать высоту с повышенной точностью, в величину отрезка рулетки d вводят поправки за компарирование и температуру, а также более строго соблюдают равенство плеч для верхнего и нижнего нивелиров.

В общем случае точность этого способа передачи высот определяется по формуле

$$m_{H_M}^2 \approx m_{H_{\text{реп}}}^2 + 2m_a^2 + m_d^2, \quad (\text{VI.9})$$

где принято, что ошибки отсчетов по рейке $m_a \approx m_b$.

От точки в котловане (как рабочего репера) устанавливают в натуре проектные высоты для окончательной зачистки дна.

Когда котлован готов, приступают к его исполнительной съемке. От продольной и поперечной осей, которые передают в котлован наклонным визированием, промеряют расстояния до основания откоса и проводят исполнительное нивелирование дна по сетке 5—10 м. По этим данным составляют исполнительный

чертеж котлована (рис. 109), на котором указывают размеры котлована от основных осей и выписывают высоты поверхности земли до вскрытия котлована и исполнительные высоты дна. В середине указывают проектную отметку, отклонения от которой в среднем не должны превышать 2—3 см. Отклонения от проектных размеров допускают до 5 см.

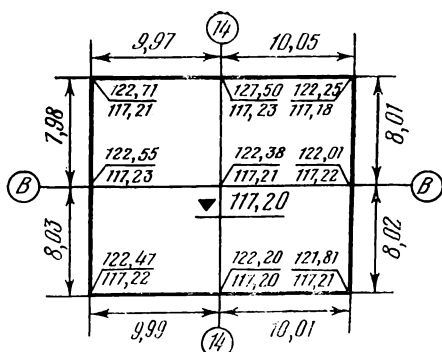


РИС. 109

Разбивка под опалубку.

При возведении фундамента из монолитного железобетона на естественное дно котлована укладывают слой щебенки или бетонной смеси и на этой подготовке устраивают опалубку, представляющую собою как бы форму будущего фундамента. В эту форму устанавливают арматуру и закладные части и затем заполняют ее бетоном. Внутренняя часть опалубки должна быть построена таким образом, чтобы возводимое сооружение и его отдельные части по своим размерам, плановому и высотному положению в точности соответствовали проекту.

При построении опалубки используют оси, закрепленные на установленной обноске. Для фундаментов, строящихся внутри зданий, по окончании монтажа строительных конструкций бывает целесообразно использовать смонтированные колонны для установок на них створной обnosки из отдельных металлических уголков, приваренных к колонкам. На уголки выносят оси и используют их для разбивочных работ.

Так как для опалубки допустимые отклонения от проекта могут составлять ± 5 —10 мм, то обычно в качестве осей используют тонкую монтажную проволоку, соединяющую одноименные точки на противоположных сторонах обnosки. По отвесу эти оси проектируются на отдельные части строящейся опалубки и монтируемой арматуры. В высотном отношении основные плоскости опалубки устанавливаются в проектное положение по отметкам, вынесенным нивелиром от ближайших реперов с точностью 3—5 мм.

Если опалубка высоко поднимается над поверхностью земли и заслоняет собою створ между осевыми точками на противоположных сторонах обnosки, то до построения опалубки необходимо дополнительно закрепить ось, установив с каждой стороны не менее двух грунтовых знаков или отметив ее яркой окраской на соседних сооружениях, чтобы иметь возможность прямым визированием поставленного в створ теодолита вынести ось на любую часть опалубки, а затем и на фундамент.

При постройке опалубки фундаментов особое внимание обращают на правильную установку в плане и по высоте всех закладных частей и в первую очередь анкерных устройств (анкерных болтов и плит, пробок для колодцев), служащих для закрепления металлоконструкций и оборудования, а в зданиях из железобетонных конструкций — на точную разбивку стаканов для установки железобетонных колонн.

При постройке ленточных фундаментов стен дополнительно следят за разбивкой вводов в здание подземных коммуникаций. На определенной отметке и по назначенному в проекте расстоянию устанавливают в опалубке деревянные пробки несколько большего диаметра, чем труба коммуникаций. При бетонировании фундамента в этих местах остаются отверстия, к которым впоследствии подводят коммуникации.

Установка анкерных устройств. Анкерные устройства устанавливают от осей фундамента, которые для этого выносят теодолитом на верх опалубки и закрепляют там. Если опалубка или обноска находится глубоко в котловане и при выносе осей приходится наклонять трубу теодолита на значительный угол, то для уменьшения влияния инструментальных ошибок вынос осей необходимо выполнять при двух положениях круга теодолита, образуя из них среднее. При этом ось вращения теодолита должна быть тщательно приведена в отвесное положение.

В фундаментах под колонны металлоконструкций и под легкое оборудование устанавливают анкерные болты небольшого диаметра и массы. Опорой для этих болтов являются деревянные шаблоны, построенные сверху опалубки (рис. 110, а).

В фундаментах под тяжелые агрегаты закладывают анкерные устройства больших диаметров и большой массы, для удерживания их приходится устраивать специальные монтажные приспособления (рис. 110, б). Основными частями этих приспособлений являются металлические шаблоны 1, служащие для закрепления анкерных устройств 2, и металлические каркасы 3, поддерживающие во время бетонирования шаблоны с анкерными устройствами в проектном положении. Стойки каркасов опираются на бетонную подготовку и связываются между собой рамами 4. После бетонирования каркасы с анкерными устройствами остаются в бетоне, а шаблоны снимаются.

На фундаментах под оборудование анкерные устройства обычно имеют сложную систему расположения в плане и по высоте. Их установка и выверка является наиболее кропотливой и трудоемкой из всех разбивочных работ. Каждый анкерный болт должен быть установлен в проектное положение промерами от продольных и поперечных осей с допуском отклонением не более ± 5 мм.

Для облегчения этой работы на каждую типичную группу анкерных устройств изготавливают особый шаблон, называемый

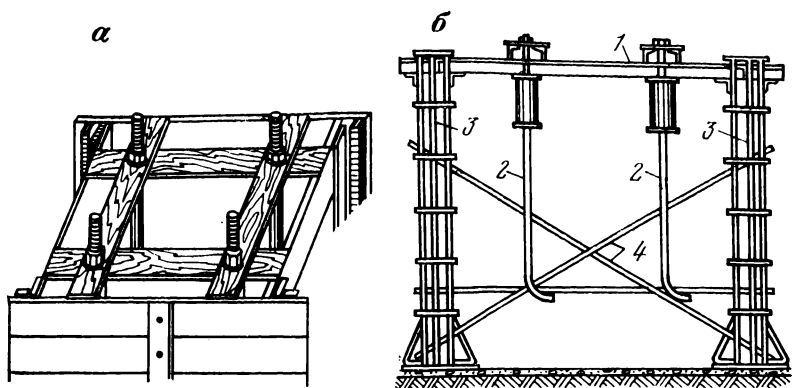


РИС. 110

монтажным кондуктором (рис. 111). Кондуктор представляет собой рамное приспособление, сваренное из металла того или иного профиля, на котором в строгом соответствии с проектом расположения анкерных устройств нанесены координатные оси и просверлены отверстия в местах установки болтов. Для нетяжелых анкерных устройств кондукторы могут быть изготовлены из деревянных брусьев.

При закреплении кондуктора на месте его координатные оси совмещают с соответствующими осями фундамента и верхнюю плоскость устанавливают на уровень проектной отметки. Если отверстия для анкерных болтов нанесены строго по проекту и если кондуктор с точностью 1—2 мм установлен относительно разбивочных осей фундамента, то естественно, что закрепленные в центре отверстий болты будут расположены в плановом отношении с надлежащей точностью. Необходимо только установить их при помощи нитяного отвеса вертикально (со средней квадратической ошибкой $\frac{1}{1000}$ длины болта) и поднять или опустить до требуемой отметки относительно верхней плоскости кондуктора. При этом должен быть дан некоторый запас по высоте на усадку бетона (примерно 0,2 мм на каждый метр толщины фундамента), так как СНиП не допускает высотных отклонений анкерных болтов со знаком минус (ниже проектной отметки).

Окончательно установленные анкерные устройства жестко закрепляют гайками к шаблону, концы их приваривают к каркасу или арматуре, чтобы при бетонировании их положение не нарушалось.

Одновременно с анкерными устройствами устанавливают и другие закладные части: трубопроводы внутри фундамента, трубки для электрокабелей, поддерживающие элементы для облицовки и окаймления фундамента и др.

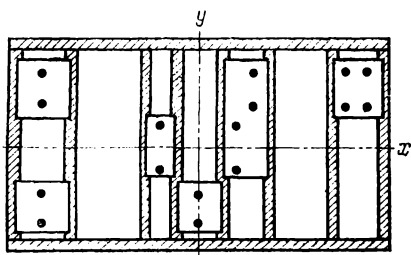


РИС. 111

Так как установка анкерных устройств является очень ответственным этапом, во многом определяющим качество монтажных работ, то до бетонирования фундамента необходимо произвести планово-высотную выверку установки этих устройств и других закладных частей.

Выверку начинают с контроля основных осей фундамента, проверяют, не сбилась ли обноска и правильно ли вынесены оси на опалубку. От уточненных осей (натянутой проволоки) измеряют при помощи рулетки и отвеса горизонтальные проложения до центров анкерных болтов и других закладных частей, а также расстояния между ними. Одновременно нивелированием определяют их высоты.

По данным контрольных измерений вычисляют для каждого анкерного устройства отклонения от проектных расстояний вдоль продольной и поперечной осей, а также по высоте и выписывают эти отклонения в особую ведомость. Если эти отклонения не превышают допустимой величины (5 мм), приступают к бетонированию фундамента.

При установке и выверке закладных частей необходимо строго соблюдать правила техники безопасности; в частности, на время измерений опалубку сверху закрывают настилом.

В процессе бетонирования фундамента дополнительно закладывают в него ряд плановых и высотных геодезических знаков, необходимых для монтажных работ и для наблюдений за осадками сооружения.

Исполнительная съемка фундамента. При бетонировании под действием вибраторов происходит некоторое смещение закладных частей и опалубки. Кроме того, вследствие некоторой усадки бетона несколько уменьшаются высоты его поверхности. Поэтому для выявления фактического расположения закладных частей после бетонирования и определение размеров и высот отдельных деталей фундамента после распалубки последнего производят исполнительную съемку.

Для съемки основные оси по способу створов выносят непосредственно на бетонную поверхность фундамента и маркируют их тонкой чертой. В местах, где заложены металлические знаки, оси накерновывают на эти знаки. От продольных и поперечных осей непосредственными промерами рулеткой по бетону измеряют расстояния до анкерных устройств и других закладных частей, до граней бетона, выступов, проемов. Одновременно определяют высоты верха анкерных болтов и плит и поверхности бетона около них, закладных трубопроводов, отдельных выступов

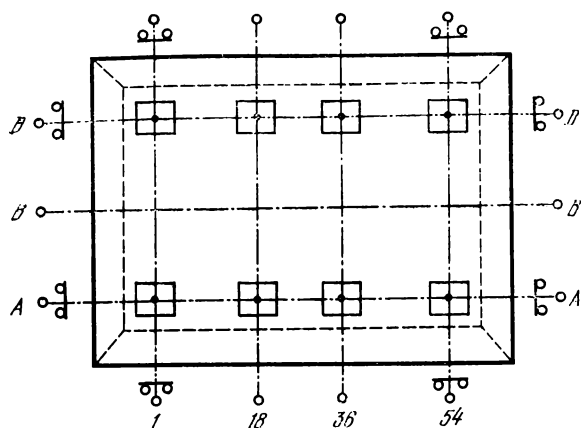


РИС. 112

и проемов, а также характерных мест по обрезу фундамента. В ленточных фундаментах стен снимают плановое и высотное положение отверстий, оставленных для вводов коммуникаций.

Расстояния до закладных частей и высоты определяются с точностью до 1 мм, размеры бетонных частей измеряют до 1 см. В результате съемки составляют исполнительный чертеж фундамента и ведомость исполнительных данных анкерных устройств, по которым проводят приемку фундамента для монтажных работ.

Разбивка сборных фундаментов. Для установки железобетонных блоков сборного фундамента естественное или искусственное основание котлована тщательно выравнивают по нивелирным точкам. Габаритные и основные оси фундамента, закрепленные на обноске, наклонным визированием при двух положениях круга теодолита передают в котлован и по ним монтируют угловые блоки и между ними через 15—20 м так называемые «маячные блоки» (рис. 112). Опираясь на эти блоки, устанавливают все промежуточные блоки, используя в качестве параллельной оси монтажную проволоку, смещенную от разбивочной оси на половину стороны блока (или немного более). Одновременно по нивелиру блоки устанавливают на проектную отметку.

При исполнительной съемке на фундаменте фиксируют положение проектных осей и относительно их определяют величину и направление смещения каждого блока. Высотное отклонение находят из нивелирования. Величина этих отклонений допускается в плане до ± 10 мм, по высоте — до —10 мм.

Разбивка свайных фундаментов. Фундаментные сваи обычно проектируют рядами и располагают отдельными кустами. Для

разбивки свайного поля основные оси переносят теодолитом в котлован и закрепляют невысокими временными знаками (10—15 см над поверхностью основания). В соответствии с проектом от основных осей разбивают вспомогательные оси. Вдоль всех осей натягивают монтажную проволоку и способом прямоугольных координат или промерами по створу определяют положение центров свай.

Для облегчения разбивки по типу монтажного кондуктора могут быть изготовлены рамные шаблоны с разметкой на них проектного положения куста свай. Так как для этих работ не требуется высокой точности, то измерения выполняют рулетками или лентами непосредственно по дну котлована с точностью до 1—2 см.

Свай забивают отвесно (допустимое отклонение от вертикали 0,01) до проектной отметки, задаваемой нивелиром. По окончании забивки свай на их оголовки выносят проектную отметку низа опорной плиты (ростверка), по которой сваи срезаются. По результатам исполнительной съемки определяют отклонение центра каждой сваи от проектного положения в плане и по высоте. Допускаемое отклонение свай в плане с учетом их возможного невертикального погружения не должно превышать для свайных полей $0,4D$, где D — диаметр свай, но не более 40 см. С большей точностью устанавливаются крайние ряды свай. При отклонении их от проектного положения расстояние в свету от свай до края ростверка должно быть $0,15D$, но не менее 5 см.

Для бетонирования ростверка от основных осей производят разбивку опалубки с точностью до 1 см. На поверхность ростверка выносят и закрепляют в бетоне продольные и поперечные оси фундамента.

§ 47. РАЗБИВКА КОММУНИКАЦИИ

Разбивка подземных трубопроводов. На строительной площадке проходит много коммуникаций: подземных сетей, надземных трубопроводов, дорог. Каждая коммуникация должна быть вынесена в натуру и построена строго по проекту.

В плане коммуникации разбивают с относительной ошибкой в среднем 1 : 2000. По высоте наиболее точно устанавливаются самотечные трубопроводы, имеющие, как правило, очень небольшие уклоны, для соблюдения которых проектные отметки лотков в смежных колодцах задают с ошибкой порядка 3—5 мм. Уклоны напорных трубопроводов задаются с меньшей точностью (ошибка установки отметок допускается 1—2 см). Кабельные линии, если они прокладываются по спланированной поверхности, не требуют высотной разбивки, а глубина траншеи задается от уровня этой поверхности.

Коммуникации на застраиваемой территории в большинстве случаев идут параллельно осям сооружений и проездов и раз-

бываются от пунктов строительной сетки или полигонометрии, красных линий. Чертеж для разбивки в натуре отдельной коммуникации составляют на основании проектного плана и продольного профиля; на этом чертеже (рис. 113) наносят ближайшие пункты геодезической основы и относительно их указывают положение разбиваемого участка коммуникации с углами поворота, пикетами, колодцами. На углах поворота подписывают координаты, между колодцами — расстояния.

От геодезических пунктов разбивают только углы поворота трассы или узловые колодцы через 300—500 м (на рис. 113 точки *К-1* и *К-9*). Все промежуточные колодцы и пикеты определяют в створе этих точек путем отложения соответствующих проектных расстояний. Створ задается теодолитом, расстояния откладывают лентой или дальномером.

При разбивке технологических трубопроводов, идущих многими нитками, почти касающимися одна другой, находят положение двух крайних ниток. Постоянные кабельные линии, расположенные вдоль обочин дорог и тротуаров, разбивают и строят после возведения дорожного полотна; линии, расположенные внутри кварталов или на межцеховых территориях, — после вертикальной планировки этих территорий. В местах пересечения кабельными линиями дорог при строительстве последних закладывают на определенной глубине трубы небольшого диаметра, чтобы по ним впоследствии можно было протянуть кабель, не разрывая полотно. Эти места привязывают к пикетажу дороги и ближайшим местным предметам.

При разбивке коммуникаций неизбежны некоторые продольные и поперечные сдвиги отдельных колодцев. Продольные сдвиги меняют расстояние между колодцами и тем самым несколько изменяют проектные уклоны. Однако если эти сдвиги не превышают 0,3—0,5 м, то уклоны практически остаются без изменения. Поперечные сдвиги ломают прямолинейную ось коммуникации, чем значительно затрудняют нормальную укладку труб. Кроме того, большие поперечные сдвиги несколько уменьшают расчетный расход. Поэтому к соблюдению

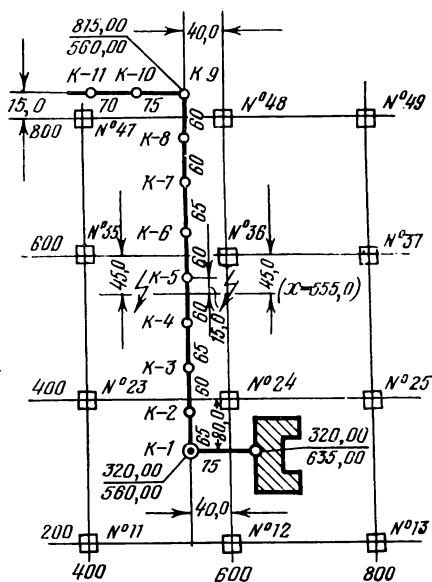


РИС. 113

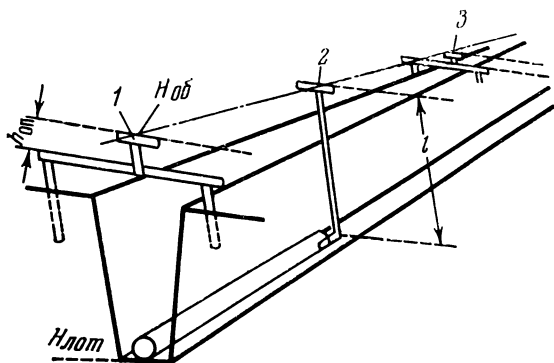


РИС. 114

прямолинейности трубопровода предъявляются большие требования, чем к продольным сдвигам колодцев. Отклонение положения оси траншей от прямой линии не должно превышать 10 см.

Для производства земляных работ по закрепленной оси коммуникации выполняют детальную разбивку траншеи, закрепляя через 20 м обе ее бровки с указанием глубины выемки. Для канавокопателей целесообразнее разбивать и закреплять параллельную ось, отстоящую от трассы на половину расстояния между внутренними гранями гусениц машины. Особенно тщательно должна быть выполнена разбивка и вырыта траншея на кривых, чтобы при укладке трубопровод, выгнутый по проектному радиусу, не задевал стенок и ложился по оси траншеи.

Грунт в траншее экскаватором недобирают до проектных отметок на величину около 10 см. Затем на колодцах и пикетах строят скамеечные обноски и способом визирок зачищают дно траншеи до проектных отметок.

Обноску устанавливают перпендикулярно к оси трубопровода, а на поворотных колодцах — по биссектрисе угла. От точек крепления трассы на обноску выносят и фиксируют ось траншеи (рис. 114). Натянув между осевыми точками смежных обносок проволоку и подвесив на нее отвес, имеют возможность проверить плановое положение траншеи.

Высотная выверка дна траншеи с применением визирок производится следующим образом. Прокладывая нивелирный ход, определяют отметки $H_{н}$ верхней грани каждой обноски. Из этих отметок вычитают соответствующие проектные отметки $H_{лот}$ дна траншеи (или лотка). По полученным разностям выбирают длину l ходовой визирки (3,00—3,50 м). Если затем из этой длины вычесть ранее полученные разности, то определим высоту $h_{оп}$ так называемой опорной визирки на каждой обноске, т. е.

$$h_{оп} = l - (H_{н} - H_{пр}). \quad (VI.10)$$

| Пикет и плюс | Номера колодцев | Отметки верха обноски (из нивелирования), м | Проектные отметки дна траншеи (или лотка), м | Разность отметок нивелирования и проекта, м | Принятая длина ходовой визирки, м | Высота опорной визирки, м |
|--------------|-----------------|---|--|---|-----------------------------------|---------------------------|
| 4 + 90 | К-12 | 111,17 | 108,65 | 2,52 | 3,00 | 0,48 |
| 4 + 30 | К-13 | 111,50 | 108,85 | 2,62 | | 0,35 |
| 5 + 70 | К-14 | 111,43 | 109,05 | 2,38 | | 0,62 |
| 6 + 00 | — | 111,46 | 109,20 | 2,26 | | 0,74 |

Для удобства пользования длина ходовой визирки выбирается с таким расчетом, чтобы высота опорных визирок на данном участке была в пределах 0,3—1,0 м.

Вычисления выполняют в специальной ведомости (табл. 14).

Согласно данным ведомости заготавливают опорные визирки и устанавливают их на необходимой высоте над уровнем обноски.

Высота опорных визирок над проектной линией дна одинакова для всех пикетов и колодцев и равна принятой длине ходовой визирки, т. е. линия, проходящая через верхние планки двух соседних опорных визирок, параллельна проектной линии дна траншеи. Поэтому если встать около одной из опорных визирок 1 (см. рис. 114) и, визируя на глаз поверх нее на соседнюю опорную визирку 3, установить строго на линии визирования верхний срез ходовой визирки 2, то пятка последней будет находиться на проектной отметке дна траншеи в этой точке. Перемещая ходовую визирку по дну траншеи через 3—5 м, получают проектные отметки, по которым окончательно зачищают дно.

Способ визирок основан на визуальном принципе наблюдений и обеспечивает соблюдение уклонов с точностью порядка 1'; следовательно, при расстояниях между опорными визирками 50—100 м проектные отметки могут быть заданы в натуре с ошибками не более 2—3 см, что вполне достаточно для земляных работ. На участках вертикальных кривых, где необходимо учитывать поправки за кривизну трассы, способ визирок обычно не применяют, используя для высотной разбивки нивелир.

На законченных участках проводят исполнительную съемку траншеи, проверяют ее прямолинейность и совпадение оси с проектом трассы. Дно траншеи нивелируют, определяя отметки на пикетах и колодцах. Расхождения между полученными и проектными отметками не должны превышать ± 2 —3 см при условии, чтобы не создавалось обратных уклонов. Это требование соблюдается тщательно при строительстве самотечных трубопроводов малых диаметров, когда трубы кладут непосредственно на дно траншеи. Ливнепроводы диаметром 600 мм

и более делают железобетонными и укладывают на бетонную подушку.

Согласно исследованиям ряда авторов, чтобы обеспечить точность гидравлических расчетов, уклон i построенных лотков самотечных трубопроводов не должен отличаться от проектного в среднем на 10 %, т. е.

$$m_i \leq 0,1i. \quad (a)$$

Как известно, уклон i связан с превышением h и расстоянием l между устанавливаемыми в натуре точками соотношением

$$h = li. \quad (б)$$

При заданной точности m_i соблюдения уклона ошибка m_h в превышении составит

$$m_h = lm_i; \quad (в)$$

подставив сюда значение m_i из (а), имеем

$$m_h = 0,1il. \quad (г)$$

Если уклон лотка задается в натуре путем вынесения нивелиром проектных отметок H_1 и H_2 смежных точек, то

$$h = H_2 - H_1$$

и, следовательно,

$$m_h = m_H \sqrt{2}. \quad (д)$$

С учетом выражения (д) ошибка установки в натуре проектных отметок в каждой из смежных точек не должна превышать

$$m_H = \frac{0,1il}{\sqrt{2}}. \quad (VI.11)$$

При выносе проектных отметок через $l=50$ м по формуле (VI.11) получим

| | | | | |
|----------------------|-------|-------|-------|--------|
| i | 0,005 | 0,003 | 0,001 | 0,0005 |
| m_H (мм) | 17,8 | 10,5 | 3,5 | 1,8 |

Из примера видно, что способ визирок не может обеспечить требуемой точности установки проектных отметок на уклонах, меньших 0,003, и для этой цели следует применять геометрическое нивелирование.

В глубоких и широких траншеях нивелирование выполняют по дну с передачей отметок через 2—3 пикета на бровку для привязки к реперам. Проектные отметки дна неглубоких траншей (2—2,5 м) можно выносить с поверхности земли, применяя четырехметровые рейки. Однако в этом случае при уклонах водосточного коллектора 0,001 и меньше рейки необходимо держать в отвесном положении по выверенному круглому уровню.

Так как ошибка вынесения проектных отметок соседних точек на малых уклонах не должна превышать 2—3 мм, то, чтобы

обеспечить такую точность, в верхний срез примерно установленного по рейке кола заворачивают шуруп. Винчивая или вывинчивая шуруп отверткой, согласно указанию наблюдателя, добиваются, чтобы отсчет по рейке, установленной пяткой на головку шурупа, был равен вычисленному отсчету по проектной отметке, т. е. чтобы отметка головки шурупа была равна проектной отметке. Этот способ получил название способа маяков. По установленным отметкам (маякам) строят небольшую опалубку и бетонируют лоток для укладки труб. Плановое положение труб проверяют по нитяному отвесу, который передвигают по проволоке, соединяющей центры двух соседних обносков.

При устройстве колодцев обращают внимание, чтобы верх крышки колодца соответствовал проектной отметке вертикальной планировки территории.

После окончания укладки труб и строительства колодцев производят исполнительную съемку коммуникации: измеряют расстояние между колодцами и привязывают их к пунктам геодезической сети и к ближайшим точкам ситуации; определяют диаметры уложенных труб; нивелируют лотки и крышки колодцев. На основании этих данных составляют исполнительный план и продольный профиль.

Применение лазерных приборов. На строительстве трубопроводов с успехом могут быть использованы лазерные приборы (визеры, теодолиты, нивелиры), дающие возможность создать на трассе опорную линию заданного уклона, или референтную прямую, по которой определяют в натуре ось траншеи и ее глубину, а также производят укладку труб.

Если в исходной точке A установить лазерный прибор, а в точке B — рейку, то согласно рис. 115, чтобы лазерный луч был параллелен проектной линии A_0B_0 , отсчет по лазерному пятну на рейке должен быть равен

$$b = a + il - (H_B - H_A), \quad (VI.12)$$

где a — высота лазерного прибора в точке A ; i — проектный уклон трубопровода; l — расстояние между точками A и B ; H_A и H_B — высоты точек A и B ; H_{A_0} и H_{B_0} — проектные высоты в этих же точках.

Чтобы во всех промежуточных точках линии AB пятка рейки соответствовала проектной отметке, отсчет по центру лазерного пятна должен быть равен величине

$$d = a + (H_A - H_{A_0}). \quad (VI.13)$$

Контрольной формулой служит

$$d = b + (H_B - H_{B_0}). \quad (VI.14)$$

Очевидно, что если точки A и B установлены нивелиром на уровень проектной отметки, т. е. если $H_A = H_{A_0}$ и $H_B = H_{B_0}$, то

$$d = a = b.$$

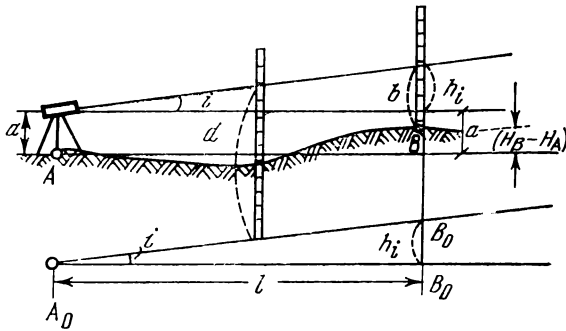


РИС. 115

Для повышения эффективности работ в землеройной машине устанавливают экран на такой высоте, чтобы его центр соответствовал отсчету d . По отклонениям лазерного пятна от центра экрана регулируют управление рабочим органом машины с целью доведения траншеи до проектной глубины.

Для укладки трубопровода контролируют лоток трубы по пятке рейки или ее ось непосредственно по лучу лазера. Поэтому штативы ряда лазерных приборов имеют приспособление для опускания по вертикальной штанге излучателя и отражателя (или экрана) ниже головки штатива до необходимого уровня. Это позволяет установить прибор в колодце или в траншее и направить луч лазера по проектной оси трубопровода. В трубы вставляют самоцентрирующиеся марки и путем перемещения концов труб совмещают центры марок со следами на них луча лазера.

Разбивка надземных трубопроводов. При строительстве надземных трубопроводов разбивают места установки фундаментов под опоры, на которых затем монтируют трубопровод. Чтобы трубопровод занял положение некоторой пространственной прямой, разбивка фундамента под опоры и установка на проектные отметки верхних перекладин, на которые опираются трубы, должны быть выполнены с надлежащей точностью.

Центры фундаментов опор разбивают от геодезической основы таким же способом, как и колодцы подземных коммуникаций. Около каждого фундамента строят небольшую обноску, на которую теодолитом выносят продольную ось трубопровода и поперечную ось опоры. По этим осям строят опалубку и устанавливают анкерные болты.

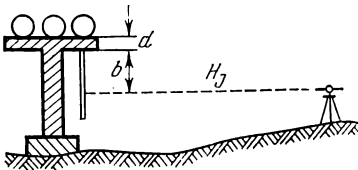


РИС. 116

При исполнительной съемке оси выносят на фундамент и от них измеряют расстояния до центров анкерных болтов с целью

определения их смещения от проектного положения. Между опорами промеряют расстояния и нивелируют верх анкерных болтов и фундаментов, на которые устанавливают и выверяют опоры трубопровода.

Если трубопровод идет над землей на высоте 3—5 м, то для определения отметки перекладин (траверсов) рейку упирают пяткой в нижнюю плоскость ее (рис. 116). Нивелир ставят между репером и опорой и берут отсчет по рейке. Отметка верха перекладины будет

$$H = H_j + b + d, \quad (\text{VI.15})$$

где H_j — горизонт инструмента; b — отсчет по перевернутой рейке; d — толщина перекладины.

Вводы подземных коммуникаций в здания разбиваются от осей стен. Предварительно по исполнительному чертежу фундамента проверяют, оставлено ли в соответствующем месте отверстие. Место ввода обозначают с внешней стороны здания и от ближайшего колодца разбивают трассу. В самотечных коммуникациях увязывают отметки лотка колодца с отметкой низа отверстия, чтобы получить проектный уклон.

Внутрицеховые коммуникации строятся, как правило, после окончания строительства фундаментов. Это дает возможность производить разбивку этих коммуникаций как от осей сооружений, так и от закладных частей и граней фундамента, что в значительной мере облегчает работу.

При исполнительной съемке законченных коммуникаций путем аналитической привязки к пунктам геодезической основы определяют координаты углов поворота коммуникаций, узловых колодцев трубопроводов; соединительных муфт, колодцев и мест пересечений с дорогами кабельных сетей. Дополнительно все колодцы привязывают к местным предметам. При съемке внутрицеховых коммуникаций углы поворота, колодцы, вводы привязывают к ближайшим фундаментам.

Одновременно с плановой съемкой коммуникаций производят исполнительное нивелирование и определяют отметки залегания трубопровода, лотков и крышек колодцев.

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ МОНТАЖНЫХ РАБОТ

ГЛАВА VII

ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ ВЫВЕРКА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ОБОРУДОВАНИЯ

§ 48. ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ ПОДГОТОВКА К МОНТАЖНЫМ РАБОТАМ

Требования к точности монтажных работ. После завершения строительства фундаментов и закладных частей переходят к монтажным работам: установке в проектное положение строительных конструкций и технологического оборудования. Точность этих работ регламентируется Строительными нормами и правилами и Техническими условиями на возведение сооружения и задается в проекте производства геодезических работ.

В табл. 15 приведены значения средних квадратических ошибок для ряда монтажных работ.

Состав подготовительных работ. Геодезическая подготовка для производства монтажных работ включает:

- 1) исполнительную съемку фундаментов и закладных частей; доведение опорных плоскостей до проектного уровня;
- 2) разбивку и закрепление монтажных (технологических) осей; для сложных сооружений — построение высокоточной геодезической монтажной основы;
- 3) развитие высотной монтажной основы;
- 4) фиксирование на строительных конструкциях и деталях технологического оборудования установочных осей и координатных знаков;
- 5) вычисление установочных элементов для координатных знаков оборудования.

Исполнительная съемка. После завершения строительных работ производят исполнительную съемку фундаментов, обращая особое внимание на соответствие проекту сооружения планового и высотного положения закладных частей (анкерных устройств, опорных плит), отверстий для коммуникаций, колодцев, галерей, проемов.

Устраняют выявленные в процессе исполнительной съемки недопустимые отклонения от проекта, доводят опорные плоско-

Т А Б Л И Ц А 15

| Наименование работ | Средняя квадратическая ошибка геодезических измерений, мм |
|---|---|
| 1 | 2 |
| Контроль установки (выверка) планового положения конструкций (относительно разбивочных осей): | |
| осей анкерных устройств и железобетонных стаканов | 2 |
| осей металлических и железобетонных колонн | 1 |
| осей балок, ферм, ригелей | 2 |
| осей стеновых панелей и блоков | 1 |
| Контроль установки высотного положения конструкций (относительно проектного горизонта, заданного от ближайших рабочих реперов): | |
| опорных поверхностей металлических колонн | 1 |
| то же, железобетонных колонн | 2 |
| опорных площадок балок, ферм, ригелей | 2 |
| опорных поверхностей стеновых панелей и блоков | 1 |
| Контроль вертикальности осей конструкций (отклонение от вертикали в верхнем сечении): | |
| осей металлических и железобетонных колонн | |
| а) высотой до 5 м | 2 |
| б) » от 5 до 15 м | 3 |
| в) » свыше 15 м | 0,002 H , но не более 7 мм |
| осей колонн в многоэтажных зданиях (n — число этажей) | $2\sqrt{n}$ |
| осей стеновых панелей и блоков | 1 |
| Выверка планового и высотного положения технологического оборудования: (относительно референтной линии или плоскости): | |
| осей и опорных частей стандартного промышленного оборудования | 1—0,5 |
| осей и реперных точек автоматических конвейерных линий | 0,5—0,1 |
| координатных знаков прецизионных установок и агрегатов | 0,1—0,03 |

сти закладных частей до проектной отметки и принимают фундамент для производства монтажных работ.

Выбор технологических осей. Если при строительных работах разбивочные оси обычно совпадают с осями симметрии сооружения и являются лишь геометрическими линиями, от которых разбивают грани фундаментов в закладные части, то для монтажных работ целесообразно выбрать оси так, чтобы они, располагаясь строго параллельно осям фундамента, совпадали с некоторыми важными в технологическом отношении линиями или плоскостями оборудования, ибо в этом случае будет удобнее установить это оборудование в проектное положение. Так, например, при монтаже направляющей путей агрегатов (рис. 117, а) за технологическую ось удобно принять не ось симметрии пути, а ось или вертикальную грань одной из ниток направляющих; при установке емкостей, расположенных в ряд

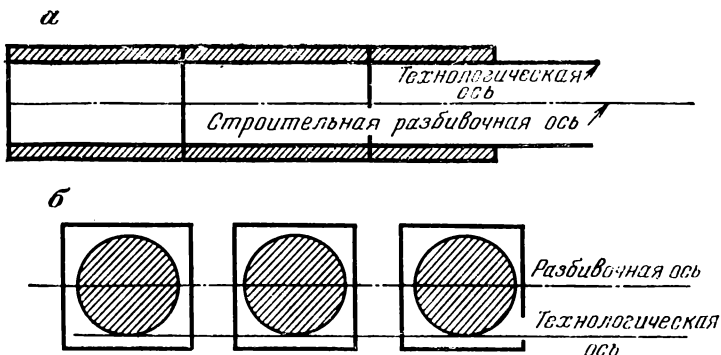


РИС. 117

(рис. 117, б), в качестве технологической оси выгодно выбрать линию, проходящую через крайние образующие цилиндров, по которой последние устанавливают в проектное положение при помощи теодолита или струны.

Технологические оси выбирают после тщательного изучения чертежей фундаментов, общих компоновочных чертежей оборудования и чертежей отдельных узлов, а также технологической схемы; учитывают возможность использования этих осей для периодической выверки агрегатов в процессе эксплуатации, при этом между закрепленными точками этих осей после установки оборудования должна быть взаимная видимость и вся линия по возможности должна быть удобной для измерительных работ.

Намеченные технологические оси согласовывают с главным инженером проекта и главным инженером монтажа и закрепляют в натуре теми или другими знаками в зависимости от необходимой точности установки и выверки оборудования. Технологические оси, не совпадающие с разбивочными осями фундамента, определяются от закрепленных точек последних путем откладывания соответствующих расстояний.

Закрепление осей. При точных инженерно-геодезических работах к знакам крепления и центрам предъявляют высокие требования.

Знаки должны быть практически незыблемыми, т. е. их конструкция и глубина заложения должны быть таковы, чтобы изменение центра в плане и по высоте были меньше заданных допусков на монтажные работы.

Знаки должны быть долговечными и служить надежной опорой не только в процессе монтажных работ, но и для периодических выверок агрегатов в период эксплуатации и для измерений осадок и деформаций оснований до их полного затухания.

Конструкция центра знаков должна позволять быстро и с высокой точностью производить центрирование инструментов и визирных марок.

Место расположения знаков должно быть удобным для выполнения высокоточных измерений, а их схема размещения и число должны обеспечивать надежный контроль за их взаимным плановым и высотным положением.

В зависимости от необходимой точности установки и выверки оборудования технологические оси закрепляют фундаментальными знаками с глубиной закладки до коренных пород; грунтовыми центрами, установленными ниже глубины промерзания; облегченными металлическими марками, забетонированными в теле фундамента.

Для закрепления основных осей агрегатов, которые требуют высокой точности установки и периодической выверки, следует применять глубокий знак, показанный на рис. 118. Нижняя часть этого знака представляет собой стальную трубу 8 диаметром 250—300 мм, вертикально забуренную до коренных пород и заполненную бетоном. Для лучшего схватывания с коренными породами конец трубы перфорирован. Верхняя часть знака длиной около метра бетоном не заполняется; внутри нее на карданном подвесе укрепляют координатный центр 3 с верхним 4 и нижним 5 рядом юстировочных винтов. При помощи верхнего ряда винтов координатный центр устанавливают в створе закрепляемой оси.

Одновременно, поворачивая нижними винтами, приводят ось центра по особому накладному уровню в отвесное положение.

Установив центр, трубу до карданного подвеса засыпают сухим песком, а на него укладывают слой бетона, который выравнивают заподлицо с верхней плоскостью центра. Снаружи к трубе приваривают уголок 1 с полусферической головкой из нержавеющей стали, служащей в качестве фундаментального репера.

Для уменьшения влияния на знак сезонных колебаний температуры верхнего слоя грунта вокруг знака сооружают теплоизоляционный колодец 6 глубиной 2—3 м. Стены колодца сооружают из кирпича или железобетонных колец диаметром 1 м. Колодец опирают на железобетонную плиту 7 толщиной 25—30 см. Для гидроизоляции дно колодца заливают слоем

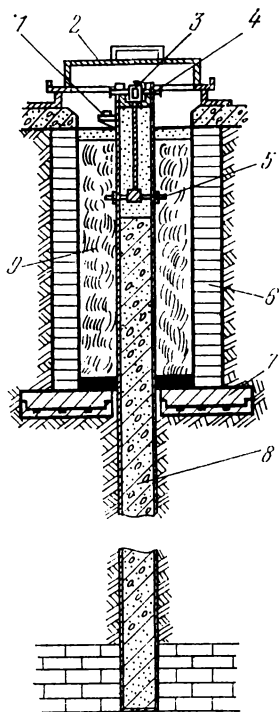


РИС. 118

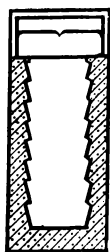


РИС. 119

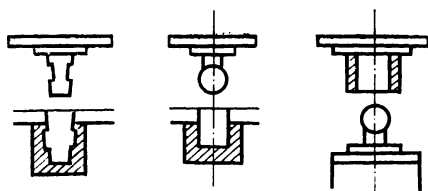


РИС. 120

битума толщиной около 5 см. Пространство между внутренними стенками колодца и трубой знака выполняют термоизоляционным материалом — шлаковой или стеклянной ватой 9. Сверху колодец закрывают крышкой 2.

Для крепления вспомогательных осей применяют знаки более простых типов, как, например, знак, показанный на рис. 119. Головку знака изготавливают из нержавеющей стали и к ней приваривают хвостовую часть длиной 20—30 см. Знаки устанавливают в лунках, выдолбленных в ленточном фундаменте стен и колонн или в закладываемых грунтовых монолитах. Положение оси фиксируют керном на головке знака, которая сверху закрывается небольшой крышкой.

В сложных знаках координатные центры имеют особые приспособления в виде конической или цилиндрической втулки, шарикового устройства и др. (рис. 120) для точного автоматического («принудительного») центрирования устанавливаемых на них теодолитов и визирных марок. В простых знаках осевая точка фиксируется керном или перекрестием, и центрирование приборов производится оптическими или нитяными отвесами в зависимости от требуемой точности.

Контроль технологических осей. Перед установкой оборудования проверяют положение технологических осей, их взаимную перпендикулярность. Точки пересечения продольных и поперечных осей выносятся на фундамент оптическими теодолитами методом створной засечки и фиксируются временными знаками (рис. 121 точки $I, A/I, B/I; II, A/II, B/II$).

Затем измеряют расстояние между продольными (между точками $I-A/I, I-B/I; II-A/II, II-B/II$) и поперечными осями (между точками $I-II$). В зависимости от требуемой точности для линейных измерений используют подвесные инварные приборы, компарированные на плоскости шкаловые ленты, натягиваемые по динамометру, высокоточные светодальномеры типа микрометра. При измерении расстояний шкаловыми лентами для фиксирования концов мерного прибора на фунда-

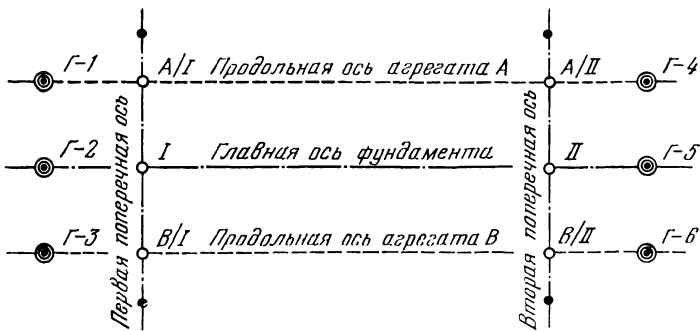


РИС. 121

менте цементным раствором укрепляют небольшие пластинки из мягкого металла или дерева, устанавливая их в створ по теодолиту. Имеющиеся проемы закрывают досками. Если измеряемая линия не горизонтальна, то точки перегиба нивелируют и вводят поправки за наклон. Линии измеряют в прямом и обратном направлениях, приводя результаты к средней эксплуатационной температуре.

Если знаки располагаются на сплошной бетонной плите (без швов) и измерения производят стальными мерными приборами, то обычно поправки за температуру при разбивках технологических осей и контрольных промерах не вводят, так как коэффициенты расширения бетона и стали примерно одинаковы.

Одновременно в точках I и II оптическим теодолитом измеряют 2—3 приемами углы пересечения осей. Результаты угловых и линейных измерений сравнивают с проектными данными, и если отклонения превышают допуски, то несколько исправляют положение осей, смещая точки на знаках крепления.

Создание сети рабочих реперов. Для высотной установки строительных конструкций и технологического оборудования необходима густая сеть рабочих реперов. Реперы устанавливают в фундаментах, на колоннах, перекрытиях и т. д. Если в каком-либо ряду реперы целесообразно расположить строго на одном и том же уровне, то знак изготавливают в виде болта с полусферической головкой, вращающегося в пластине с гайкой. Пластины приваривают к металлическим колоннам (рис. 122). При помощи нивелира головки болтов путем их ввинчивания или вывинчивания устанавливают на определенную отметку и затем приваривают точечной электросваркой к пластине.

Отметки рабочих реперов периодически проверяют нивелированием между фундаментальными высотными пунктами.

Маркирование конструкций и оборудования. Для установки на фундаменте строительных конструкций в проектное положение каждую металлическую или железобетонную колонну

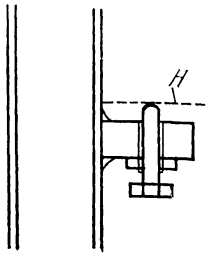


РИС. 122

нумеруют в соответствии с названием осей и в ее основании и вершине наносят тонкой вертикальной чертой по оси симметрии продольные и поперечные осевые метки. В нижней части колонны, немного выше башмака, дополнительно наносят горизонтальную черту и от нее рулеткой измеряют расстояния до подкрановых консолей, мест крепления ферм, верха колонны, занося результаты измерений в журнал. Определив из нивелирования абсолютную высоту горизонтальной черты установленной колонны, по измеренным расстоя-

ниям можно вычислить высоту верхних узлов, не поднимаясь с нивелиром на колонну.

На опорных кольцах агрегатов, деталях машин и установок проверяют наличие согласно проекту монтажных рисок и при необходимости фиксируют их вдоль соответствующих технологических осей.

Для прецизионного оборудования, каждая секция или блок которого устанавливается от пунктов монтажной геодезической основы, при проектировании и изготовлении предусматриваются специальные установочные геодезические знаки и базовые площадки, строго связанные в плане и по высоте с технологическими осями и имеющие точные проектные координаты и отметки. Путем решения обратных задач по исполнительным координатам ближайших пунктов геодезической основы и проектным координатам установочных знаков вычисляют для каждого блока разбивочные элементы с учетом принятого способа геодезического обеспечения монтажных работ (полярные или прямоугольные координаты, разбивочные углы и стороны засечек и др.).

Построение опорных монтажных сетей. Для монтажа сложных сооружений (ускорителей, радиотелескопов, высотных зданий и др.) создают методами трилатерации, триангуляции или полигонометрии точные опорные сети. В соответствии с генеральным планом сооружения пункты этих сетей располагаются на технологических осях или линиях, им параллельных, в местах, удобных для геодезической выверки монтируемых конструкций и оборудования. Пункты снабжены приспособлениями для высокоточного центрирования приборов и визирных марок; их головки стремятся расположить на проектной отметке геодезических знаков, замаркированных на агрегатах и машинах. В зависимости от геометрии сооружения монтажные опорные сети строят в виде четырехугольников, центральных или кольцевых систем.

§ 49. СПОСОБЫ ПЛАНОВОЙ УСТАНОВКИ И ВЫВЕРКИ КОНСТРУКЦИЙ

Плановую установку конструкций и оборудования в проектное положение производят от технологических осей, которые задаются струной или оптическим прибором. В соответствии с этим различают струнный, струнно-оптический и оптический способы плановой установки.

Струнный способ. В этом способе между закрепленными точками осей натягивают калиброванную струну диаметром 0,1—0,5 мм, которую принимают за технологическую ось, и относительно нее с помощью легкого нитяного отвеса устанавливают осевые точки оборудования.

Струна имеет посередине некоторый провес f_b . Поэтому конечные точки подвеса струны приходится поднимать над уровнем монтируемых деталей на некоторую высоту h (рис. 123), значительно превышающую величину f_b . Это усложняет центрирование струны на знаках крепления осей, ее точное совмещение с монтажным створом и является дополнительным источником ошибок.

Провес струны в вертикальной плоскости может быть подсчитан по формуле

$$f_b = \frac{ql^2}{8F}, \quad (\text{VII.1})$$

где f_b — стрела провеса в м; q — масса 1 м струны в кг; l — длина створа в м; F — натяжение струны в кг. Например, для струны диаметром 0,3 мм масса $q = 0,55 \cdot 10^{-3}$ кг и при $l = 200$ м, $F = 9$ кг получим $f_b = 0,31$ м.

Наибольшее натяжение струны, равное $2/3$ от разрывного, может быть подсчитано по приближенной формуле

$$F = 100d^2, \quad (\text{VII.2})$$

где d — диаметр струны в мм.

При работе на открытой площадке на струну действует боковое движение воздушных масс, вызывающее отклонение струны от прямой в горизонтальной плоскости. Стрела прогиба этого отклонения может быть подсчитана по формуле

$$f_r = \frac{pl^2}{8F}, \quad (\text{VII.3})$$

где p — горизонтальное давление на струну в кг/м². При этом

$$p = \frac{dv^2}{8}; \quad (\text{VII.4})$$

здесь v — скорость ветра в м/с; остальные обозначения те же, что и в формуле (VII.1). С учетом формулы (VII.4) формула (VII.3) примет вид

$$f_r = \frac{dv^2l^2}{64F}. \quad (\text{VII.5})$$

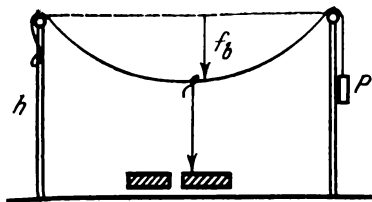


РИС. 123

На длинных линиях для уменьшения стрелы провеса f_b в потолке строго в створе укрепляют нити, на которые подвешивают струну.

Основными источниками ошибок в этом способе являются:

- 1) неточность совмещения струны с монтажной осью;
- 2) колебание струны в процессе работы;
- 3) проектирование струны отвесом на точки или грани деталей оборудования.

При тщательной работе в закрытых помещениях и длине створа до 80 м, применяя способ струны и отвеса, можно обеспечить точность монтажа в среднем порядка 2 мм. На более длинных линиях колебания струны при пользовании нитяным отвесом резко возрастают, соответственно увеличивая ошибки монтажа оборудования.

На небольших створах (до 20 м) струнным способом получают и более высокую точность. Однако в этих случаях отвесом не пользуются, а проектные расстояния от струны (оси) до опорных плоскостей монтируемых агрегатов отмеряют микрометренными концевыми приборами.

Струна как монтажная ось обладает рядом преимуществ. На нее не влияют такие источники ошибок оптических систем, как рефракция, колебания изображения, перемена фокусирования. Кроме того, она удобна для одновременного монтажа оборудования в разных частях линии, так как не требует видимости по створу. Однако, чтобы использовать эти преимущества струны в точных монтажных работах, необходимо заменить нитяный отвес как основной источник ошибок на оптическую проектирующую систему.

Струнно-оптический способ. В струнно-оптическом способе технологическая ось задается натянутой струной, а проектирование ее на точки оборудования осуществляется при помощи оптических приборов (проектирующего прибора, ординатометра, микроскопа).

Конструктивная схема оптического проектирующего прибора (ОПП)* показана на рис. 124. Прибор состоит из наклонной зрительной трубы 1 с увеличением $v=18\times$, которая своей конической осью 2 вставляется во втулку 4 подставки и может вращаться в ней. Для приведения оси вращения прибора в отвесное положение на столике установлены два взаимно перпендикулярных уровня 7 с ценой деления $\tau=10''$.

* Прибор разработан и изготовлен в МИИГАиК. Авторы конструкции: Г. П. Левчук, М. Д. Крацни, В. С. Усов.

Визирная ось зрительной трубы после преломления в пентапризме направляется вертикально вверх (к струне). В конструкции прибора предусмотрено, что продолжение этого луча совпадает с осью вращения и лежит в контактной плоскости 6.

Для измерения небольших отклонений (в пределах $\pm 2,5$ мм) прибор снабжен оптическим микрометром 8 (цена деления 0,05 или 0,1 мм). Для плотного прижатия контактной плоскости к выверяемой грани подставка прибора имеет пружинный упор 5, который убирается при поднятии ручек 3.

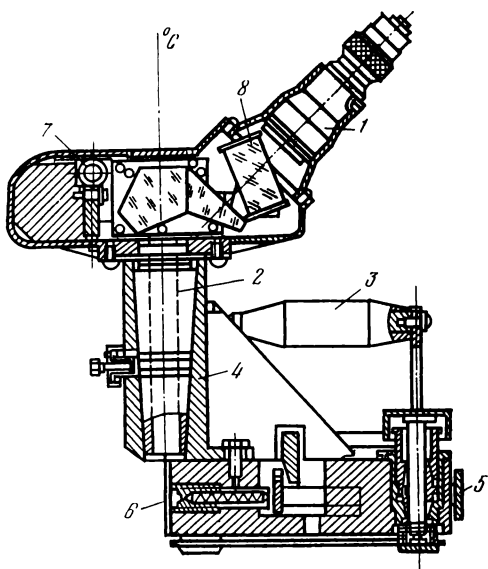


РИС. 124

Проектирующий прибор должен удовлетворять следующим геометрическим условиям:

1. Оси цилиндрических уровней должны быть перпендикулярны к оси вращения прибора.

2. Вертикальная часть визирной оси должна:

- а) совпадать с осью вращения прибора,
- б) лежать в контактной плоскости подставки.

Очевидно, что если геометрические условия прибора выполнены, то при горизонтальном положении осей уровней и наведении визирной оси трубы на струну контактная плоскость подставки и соприкасающиеся с ней грани оборудования будут находиться в створе технологической оси.

Для монтажа оборудования струну подвешивают с определенным натяжением через блоки, укрепленные на металлических стойках *M* и *N* на удобном уровне (рис. 125). Поперечным перемещением блочных приспособлений методом приближений добиваются, чтобы на обоих знаках *A* и *B*, закрепляющих технологическую ось, изображение струны в поле зрения трубы ОПП проходило через пересечение сетки нитей.

Для контроля установку струны проверяют при положении прибора, повернутого на 180° . Если при этом получаются небольшие отклонения, являющиеся результатом ошибок в его юстировке, то струну располагают симметрично относительно отклонений при двух положениях прибора. Таким же образом положение струны периодически проверяют в процессе работы.

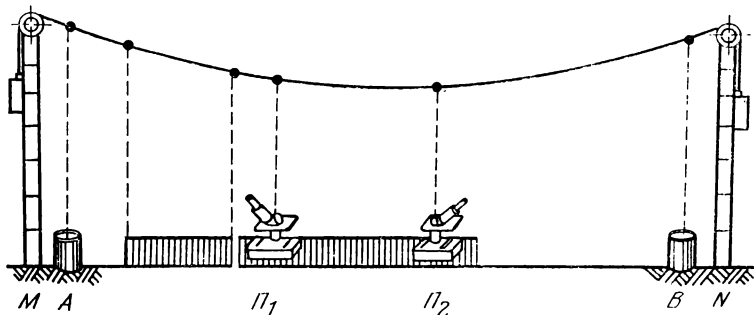


РИС. 125

Установленную струну принимают за технологическую ось. Для размещения в створе этой оси секций оборудования устанавливают на них оптические приборы Π_1 и Π_2 , совмещая контактные плоскости последних с соответствующими осями или гранями оборудования. Оси вращения приводят в отвесное положение и определяют оптическим микрометром величины уклонения секции от монтажного створа. Затем перемещают секцию вместе с установленными на ней приборами, удерживая при этом уровни на нуль-пунктах, до прохождения изображения струны через пересечения нитей сетки. Одновременно, регулируя соответствующими клиньями, производят установку секции на проектную высоту.

При исполнительной выверке смонтированной технологической линии в конечных точках каждой секции измеряют микрометром отклонения визирной оси прибора от струны при левом и правом положениях головки («Л» и «П»). Величина отклонения технологической линии от створа подсчитывается по формуле

$$y = \frac{L - \Pi}{2} t, \quad (\text{VII.6})$$

где t — цена деления микрометра. Измерения производят в прямом и обратном направлениях.

Чтобы установленная струна неизменно сохраняла свое положение и не колебалась, в период монтажа в цехе должны быть созданы условия для спокойного состояния воздуха: закрыты все окна и двери, до минимума сведены передвижения крана и т. д. Для предохранения струны от случайных ударов и разрывов при опускании оборудования над ней вне поля зрения прибора подвешивают защитную проволоку с цветными флажками.

Основными ошибками, характеризующими точность струнно-оптического способа, являются:

1) ошибки исходных данных — разбивки и закрепления технологических осей или построения опорных монтажей сетей ($m_{\text{н}}$);

2) ошибки установки струны в створ технологической оси (m_c);

3) ошибки проектирования струны оптическим прибором (m_n);

4) ошибки влияния внешних условий: колебания струны (m_k); фазы освещения (m_ϕ).

Технологические оси разбивают и закрепляют с большой точностью. Ошибки m_k их взаимного положения часто не превышают десятых, а при особо точных работах и сотых долей миллиметра. Это относится и к опорным монтажным сетям.

В створ технологической оси струну устанавливают при помощи оптических проектирующих приборов или точных теодолитов. Так как эта установка производится весьма тщательно, то можно принять

$$m_c = \frac{m_n}{\sqrt{2}}. \quad (\text{VII.7})$$

Ошибка проектирования струны в линейной мере (в мм) оптическим прибором на монтажный горизонт может быть подсчитана по известной формуле

$$m_n = \frac{m_n'' h}{\rho''}, \quad (\text{VII.8})$$

где m_n'' — средняя квадратическая ошибка проектирования в секундах; h — высота струны над прибором в мм.

Но ошибка проектирования в угловой мере

$$m_n'^2 = m_y'^2 + m_b'^2, \quad (\text{VII.9})$$

где m_y'' — ошибка горизонтирования прибора по уровню; m_b'' — ошибка визирования (совмещения нити сетки с изображением струны).

Для условий монтажных работ можно принять

$$m_y'' = 0,2\tau'', \quad (\text{VII.10})$$

где τ'' — цена деления уровня.

Ошибка визирования на струну будет несколько больше, чем на марку. В среднем

$$m_b'' = \frac{30''}{v}, \quad (\text{VII.11})$$

где v — увеличение трубы.

Таким образом,

$$m_n'' = \sqrt{(0,2\tau'')^2 + \left(\frac{30''}{v}\right)^2}. \quad (\text{VII.12})$$

В линейной мере

$$m_{\pi} = \frac{h}{\rho''} \sqrt{(0,2\tau)^2 + \left(\frac{30}{v}\right)^2}. \quad (\text{VII.12}')$$

В приборе ОПП установлен уровень с $\tau = 10''$ и использована зрительная труба с увеличением $v = 18\times$. Следовательно, $m_{\gamma} = 2''$ и $m_{\beta} = 1,7''$, при $h = 5$ м получим $m_{\pi} = 0,06$ мм.

Если ошибка m_{π} задана условиями монтажа, то, приняв по принципу равного влияния

$$m_{\gamma}'' = m_{\beta}'' = \frac{m_{\pi}''}{\sqrt{2}} = \frac{m_{\pi}\rho''}{h\sqrt{2}},$$

найдем

$$\tau'' = \frac{m_{\pi}\rho''}{0,2h\sqrt{2}} \quad (\text{VII.13})$$

и

$$v = \frac{30h\sqrt{2}}{m_{\pi}\rho''}. \quad (\text{VII.14})$$

Например, для $m_{\pi} = 0,03$ мм и $h = 5$ м имеем

$$\tau = \frac{0,03 \cdot 206\,265}{0,2 \cdot 5000\sqrt{2}} = 4,4''$$

и

$$v = \frac{30 \cdot 5000 \cdot \sqrt{2}}{0,03 \cdot 206\,265} = 35\times.$$

На точность струнно-оптического способа оказывает влияние освещение струны. При боковом освещении возникает систематическая ошибка за фазу Δ_{ϕ} (рис. 126), предельная величина которой достигает

$$\Delta_{\phi} = \frac{1}{4} d, \quad (\text{VII.15})$$

где d — диаметр струны. При $d = 0,3$ мм ошибка $\Delta_{\phi} = 0,075$ мм, т. е. составляет значительную величину, и для ее уменьшения необходимо иметь дополнительное верхнее освещение струны.

Существенное влияние на точность струнно-оптического способа оказывают колебания струны, возникающие вследствие перемещения воздушных масс. По опытным данным, струна при прохождении крана отклоняется в сторону на 0,3 мм. При открытых дверях цеха она медленно вибрирует с амплитудой до 0,5 мм. Даже в совершенно закрытом помещении и спокойной атмосфере под влиянием конвекции воздуха наблюдаются медленные колебания, амплитуда которых в средней части струны доходит до 0,03 мм.

Естественно, что любые поперечные перемещения струны от технологической оси понижают точность плановой установки оборудования, и необходимо принимать все меры предосторожности, чтобы эти колебания были пренебрегаемо малы.

По производственным данным, при установке технологической линии при помощи струны и прибора ОПП обеспечивается средняя квадратическая ошибка $0,08 \div 0,1$ мм (при длине линии до 400 м).

Иногда применение натянутой сверху струны и проектирующего прибора встречает большие затруднения. Смонтированные агрегаты закрывают выверяемые оси и плоскости и не дают возможности спроектировать на них струну. В этих случаях удобнее натягивать струну рядом с монтажной осью (на расстоянии 0,3—0,5 м от последней) и, пользуясь струной как базовой линией, производить установку и выверку технологического оборудования при помощи прецизионного оптического ординатомера (рис. 127).

Оптический ординатометр состоит из зрительной трубы 6, линия визирования которой устанавливается вертикально при помощи уровней 5 (или самоустанавливающихся компенсаторов), подставки 3 с подъемными 2 и микрометренными 4 винтами, индикаторного узла 1.

Поверки прибора включают:

- 1) поверку уровней или компенсатора;
- 2) определение постоянной прибора L_0 .

Постоянная прибора представляет собою расстояние от отсечной визирной оси трубы до упора индикатора при отсчете на его шкале, равном нуль-пункту (например 5,00). Она определяется из эталонирования прибора при определенной температуре (желательно близкой к температуре монтажа).

Для монтажных работ струну диаметром 0,1 мм устанавливают параллельно технологической оси и закрепляют ее на каждом пикете в специальных блочных станках. На конце монтируемой секции ставят ординатометр, с помощью уровней приводят его в рабочее положение и микрометренными винтами наводят визирную ось трубы на струну. По индикатору берут отсчет, измеряя расстояние от струны до монтируемой грани или оси оборудования,

$$L = L_0 - (a_0 - a), \quad (\text{VII.16})$$

где L_0 — постоянная прибора из эталонирования; a — отсчет по индикатору; a_0 — отсчет, принятый за нуль-пункт.

Секцию с прибором передвигают на величину $a_0 - a$ и повторным визированием на струну и отсчетом по индикатору контролируют правильность установки секции.

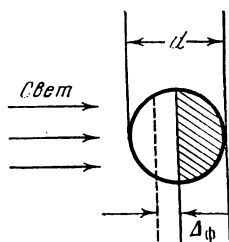


РИС. 126

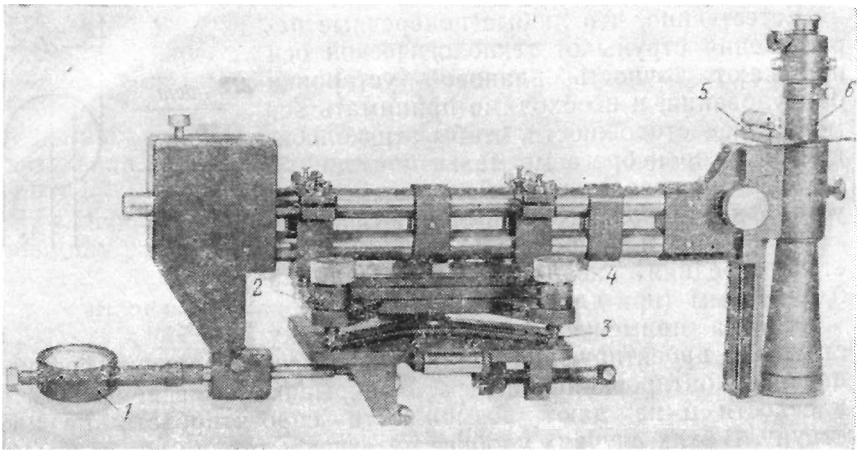


РИС. 127

При исполнительной выверке в конечных точках секций измеряют ординатометром расстояние от монтажной струны до смонтированной линии. По отклонениям этого расстояния от постоянной прибора определяют точность монтажных работ.

Основными источниками ошибок способа являются:

- 1) неточность установки струны параллельно технологической оси;
- 2) ошибка приведения визирной оси зрительной трубы в отвесное положение (около 1");
- 3) ошибка отсчета по шкале индикатора;
- 4) точность эталонирования прибора и влияние разности температуры эталонирования и измерений.

По исследованиям способ струны и оптического ординатометра обеспечивает монтаж технологической линии со средней квадратической ошибкой 0,05 мм.

При установке в проектное положение прецизионных блоков и агрегатов, если их длина не превышает нескольких десятков метров, струну как монтажную ось можно натягивать непосредственно над фиксированными точками и проектировать ее на эти точки микроскопом. По микрометру измеряют расстояние между проекцией струны и фиксированными точками, на которое и передвигают оборудование.

Способ оптического визирования. Широкое распространение получили способы монтажа, в основе которых лежит оптическое построение створов. В этих способах установка и выверка конструкций производится при помощи зрительной трубы и визирных марок. В качестве технологической оси служит линия визирования, задаваемая теодолитом или алиниметром.

Алиниометр — это визирный прибор, снабженный зрительной трубой большого увеличения и точным накладным уровнем, а также имеющий устройство для высокоточного принудительного центрирования на знаках. В алиниометре обычно отсутствуют горизонтальный и вертикальный круги, но имеется окулярный или оптический микрометр для измерения небольших нестворностей точек. Труба алиниометра может наклоняться в вертикальной плоскости до 30° .

Основные геометрические требования к алиниометру такие же, как и к теодолиту: визирная ось трубы должна совпадать с геометрической и лежать в вертикальной плоскости, проходящей через центр вращения прибора (центр знака). Для проверки этого условия и уменьшения остаточного его влияния на створные измерения желательно, чтобы зрительная труба вращалась в лагерах на 180° .

Оптический створ может быть задан способом прямого визирования или способом последовательных створов.

В способе прямого визирования на начальном пункте закрепленной оси устанавливают теодолит или алиниометр, на конечном пункте — опорную визирную марку. Прибор тщательно наводят на марку и в створ линии визирования последовательно вводят передвижные марки, фиксирующие точки оборудования. Так как ошибка визирования возрастает пропорционально расстоянию от теодолита до выверяемой точки, то, установив секции на первой половине линии («от себя»), прибор и визирную марку на опорных пунктах меняют местами и продолжают таким же образом монтаж второй половины («на себя»).

Основными источниками ошибок в этом способе являются:

- 1) ориентирование створа при визировании на опорную марку;
- 2) введение передвижной марки на выверяемой точке в ориентированный створ;
- 3) перефокусирование зрительной трубы;
- 4) влияние внешних условий (боковой рефракции).

Ошибки центрирования и редукции обычно «принудительной» конструкцией знаков сводят к весьма малой величине и не учитывают. Принимая первые две ошибки примерно одного порядка, при благоприятных внешних условиях получим в угловой мере

$$m_{в.ф}^2 = (m_{в} \sqrt{2})^2 + m_{фок}^2. \quad (VII.17)$$

Как было отмечено ранее, в современных точных теодолитах ошибка фокусирования обычно не превышает ошибки визирования ($m_{фок} \approx m_{в}$). Поэтому для приближенных расчетов можно принять

$$m_{в.ф}'' = m_{в}'' \sqrt{3} = \frac{20'' \sqrt{3}}{\nu} \quad (VII.18)$$

или в линейной мере

$$m_{в.ф} = \frac{20'' \sqrt{3} l}{\rho''}, \quad (\text{VII.19})$$

где v — увеличение зрительной трубы; l — расстояние от теодолита до выверяемой точки в мм.

На линиях большой протяженности влияние рефракции может быть значительным, и его необходимо учитывать при точных монтажных работах. Примерную величину ошибки за рефракцию можно определить по формуле (V.84), измерив в ряде точек створа горизонтальный температурный градиент.

В общем случае ошибка построения створа

$$m_c'' = \sqrt{m_{в.ф}''^2 + m_r''^2} \quad (\text{VII.20})$$

или в линейной мере для точки j

$$m_{c_j} = \frac{m_c''}{\rho''} l_j. \quad (\text{VII.21})$$

Очевидно, что при принятой методике монтажных работ в этом способе наибольшая ошибка будет в средней части. На длинных линиях она может достигать недопустимой величины.

В способе последовательных створов, или створных точек*, для уменьшения влияния ошибки визирования выверяемая линия между закрепленными пунктами делится на n примерно равных частей с таким расчетом, чтобы каждая часть составляла небольшую величину (20—50 м). Теодолит, установленный в начальном пункте I (рис. 128), наводят на неподвижную опорную марку, стоящую в конечном пункте II , и в створе линии визирования монтируют при помощи передвигающейся марки секции оборудования в первом промежутке, равном $\frac{l}{n}$. В точке I визирную марку тщательно горизонтируют и устанавливают в створе $I—II$. Затем ее снимают с подставки и на ее место ставят теодолит, перенесенный с центра знака I .

Теодолит наводят на опорную марку II и в створе $I—II$ от точки I до 2 продолжают монтаж секций при помощи передвигающейся марки. Затем прибор переносят в точку 2 и т. д. Таким образом, последовательно переставляя теодолит на место установленной в створе визирной марки и ориентируя его по конечной опорной марке II , монтируют линию на всех n участках.

* Предложен Г. П. Левчуком и Д. С. Шенным (см. «Высокоточный контроль установки направляющих путей конвейера ШС-500», МИИГАиК, 1954)

Для контроля монтажных работ таким же способом ведут проверку установленных секций обратным ходом от конечного пункта II до начального I.

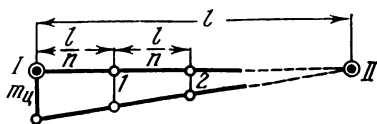


РИС. 128

Определим закон накопления ошибок в точках 1, 2, 3, ..., n.

Пусть поперечная слагающая ошибки центрирования прибора в начальном пункте I (в центре знака) будет $m_{ц}$. Как видно из рис. 128, по мере удаления передвигающейся марки от теодолита влияние ошибки центрирования уменьшается пропорционально оставшемуся расстоянию до опорной марки, стоящей на пункте в точке II.

Ошибка центрирования в точке 1 будет

$$m_{ц_1} = \frac{m_{ц}}{l} \left(l - \frac{l}{n} \right) = m_{ц} \frac{n-1}{n}. \quad (а)$$

Линейная величина ошибки построения створа в рассматриваемом способе в точке 1 согласно формуле (VII.21) будет

$$m_c = \frac{m_c''}{\rho''} \frac{l}{n}. \quad (VII.22)$$

Общая ошибка в положении точки 1 равна

$$m_1^2 = m_{ц_1}^2 + m_c^2 \quad (б)$$

или с учетом выражений (а) и (б)

$$m_1^2 = m_{ц}^2 \left(\frac{n-1}{n} \right)^2 + m_c^2. \quad (VII.23)$$

Ошибка центрирования прибора в точке 1 может быть принята равной ошибке установки визирной марки в этой точке. Тогда при установке марки в точке 2 влияние ошибки центрирования прибора составит

$$m_{ц_2} = m_1 \frac{l - \frac{2l}{n}}{l - \frac{l}{n}} = m_1 \frac{n-2}{n-1}. \quad (в)$$

Ошибка m_c по-прежнему равна

$$m_c = \frac{m_c''}{\rho''} \frac{l}{n}. \quad (г)$$

Следовательно, общая ошибка установки створа в точке 2 будет

$$m_2^2 = m_{ц_2}^2 + m_c^2 = m_1^2 \left(\frac{n-2}{n-1} \right)^2 + m_c^2. \quad (VII.24)$$

Аналогично найдем ошибку в точке 3

$$m_3^2 = m_2^2 \left(\frac{n-3}{n-2} \right)^2 + m_c^2, \quad (\text{VII.25})$$

в точке 4

$$m_4^2 = m_3^2 \left(\frac{n-4}{n-3} \right)^2 + m_c^2, \quad (\text{VII.26})$$

в точке j

$$m_j^2 = m_{j-1}^2 \left(\frac{n-j}{n-j+1} \right)^2 + m_c^2. \quad (\text{VII.27})$$

Подставив в формулу (VII.24) значение m_1 из формулы (VII.23), получим

$$m_2^2 = m_u^2 \left(\frac{n-2}{n} \right)^2 + m_c^2 \left[1 + \left(\frac{n-2}{n-1} \right)^2 \right]. \quad (\text{VII.28})$$

Таким же образом, подставляя в формулу (VII.25) значение m_2 из (VII.28), найдем

$$m_3^2 = m_u^2 \left(\frac{n-3}{n} \right)^2 + m_c^2 \left[\left(\frac{n-3}{n-1} \right)^2 + \left(\frac{n-3}{n-2} \right)^2 + 1 \right]$$

и

$$m_4^2 = m_u^2 \left(\frac{n-4}{n} \right)^2 + m_c^2 \left[\left(\frac{n-4}{n-1} \right)^2 + \left(\frac{n-4}{n-2} \right)^2 + \left(\frac{n-4}{n-3} \right)^2 + 1 \right] \quad (\text{VII.29})$$

.....

$$m_j^2 = m_u^2 \left(\frac{n-j}{n} \right)^2 + m_c^2 \left[\left(\frac{n-j}{n-1} \right)^2 + \left(\frac{n-j}{n-2} \right)^2 + \left(\frac{n-j}{n-3} \right)^2 + \dots \dots \dots + \left(\frac{n-j}{n-j+1} \right)^2 + 1 \right]. \quad (\text{VII.30})$$

При использовании принудительных устройств ошибкой центрирования теодолита в начальном пункте можно пренебречь. Тогда

$$m_j^2 = m_c^2 (n-j)^2 \left[\frac{1}{(n-1)^2} + \frac{1}{(n-2)^2} + \dots + \frac{1}{(n-j)^2} \right] \quad (\text{VII.31})$$

или

$$m_j = m_c (n-j) \sqrt{\sum_{k=1}^{k=j} \frac{1}{(n-k)^2}}. \quad (\text{VII.32})$$

Для средней точки линии $j = \frac{n}{2}$ и

$$m_{\frac{n}{2}} = m_c \frac{n}{2} \sqrt{\sum_{k=1}^{k=\frac{n}{2}} \frac{1}{(n-k)^2}}. \quad (\text{VII.33})$$

При $n \geq 10$ подкоренное выражение в формуле (VII.33) может быть с достаточной точностью заменено величиной $\frac{1}{n}$ и формула будет представлена в виде [9]

$$m_{\frac{n}{2}} = \frac{m_c}{2} \sqrt{n}$$

или с учетом (VII.22)

$$m_{\frac{n}{2}} = \frac{m_c'' l}{2 \rho'' \sqrt{n}}. \quad (\text{VII.34})$$

Для среднего результата из прямого и обратного ходов ошибка в средней точке линии уменьшается в $\sqrt{2}$ раз и, следовательно,

$$m_{\frac{n}{2} \text{ ср}} = \frac{m_c'' l}{2 \sqrt{2} \rho'' \sqrt{n}}. \quad (\text{VII.35})$$

Формулой (VII.35) можно пользоваться для приближенных точностных расчетов и при $n = 8 \div 6$. В этом случае она дает заниженную оценку ошибок на 10—12 %.

Из формулы (VII.35) видно, что при заданной длине монтажной линии l ошибка установки средней точки зависит от угловой точности построения отдельных створов (m_c'') и числа частей, на которые делится линия. Установив из исследований величину средней квадратической ошибки m_c'' для применяемого прибора и средних условий наблюдений, а из технических условий — допускаемую величину $m_{\frac{n}{2}}$ для наиболее слабого места (середины линии), по формуле (VII.35) находят число n и определяют оптимальное расстояние $\frac{l}{n}$. Например, при $l = 400$ м; $m_c'' = 1''$; $m_{\frac{n}{2} \text{ ср}} = 0,2$ мм.

$$n = \left(\frac{m_c'' l}{m_{\frac{n}{2} \text{ ср}} 2 \sqrt{2} \rho''} \right)^2 = \left(\frac{1 \cdot 400 000}{0,2 \cdot 2 \sqrt{2} \cdot 206 265} \right)^2 = 12$$

и длина частей $\frac{l}{n} = 33,3$ м.

Рассмотренный способ в несколько измененном виде применяют также при створных наблюдениях за плановыми смещениями сооружений (см. § 63), где дан более подробный анализ точности различных схем и программ створных измерений.

Прибор «оптическая струна». Чтобы избежать влияния ошибок фокусирования и тем самым повысить точность измерений, Государственный оптический институт разработал прибор под

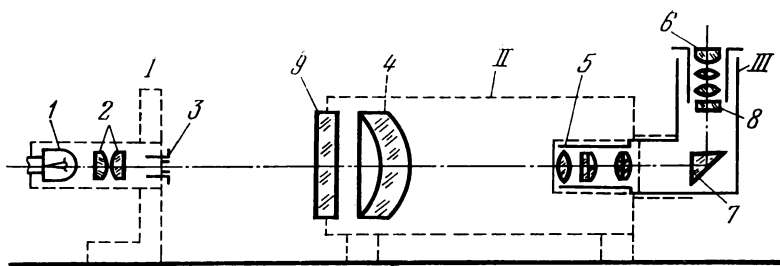


РИС. 129

названием «оптическая струна». Этот прибор предназначен для точной выверки конструкций длиной до 30 м и состоит из визирной трубы II и светящейся точечной марки I.

Схема прибора изображена на рис. 129. В светящейся марке I нить лампы проектируется коллиматором 2 на точечную диафрагму 3, которая меняется в зависимости от расстояния. Зрительная труба II состоит из объектива 4 (сферического мениска, обладающего свойствами аксикона, стабилизирующего линию визирования) и наблюдательного микроскопа III, ход лучей в котором изломан призмой 7.

Изображение диафрагмы 3 проектируется объективом в предметную плоскость микроскопа III, микрообъектив 5 которого переносит изображение в плоскость сетки 8, где оно рассматривается через окуляр 6. Плоскопараллельная пластина 9 с головкой образует оптический микрометр, позволяющий измерить смещения диафрагмы с оптической оси.

В начальной и конечной точках предварительно выверенной линии с точностью 0,5 мм устанавливают при помощи магнитных опор зрительную трубу и светящуюся марку, ориентируя их по линии измерения. Действуя регулировочными винтами, методом приближений добиваются, чтобы при положении марки в наиболее дальней и наиболее близкой точках отсчеты по головке у микрометра были одинаковы.

Затем передвигают марку по всем промежуточным точкам и наблюдают в микроскоп за положением точечной диафрагмы. При отклонении марки от линии визирования изображение диафрагмы смещается в плоскости сетки окуляра. Величину этого смещения измеряют оптическим микрометром с точностью 0,5". Она может быть также записана в виде графика регистрирующим устройством.

Микротелескопы. Для высокоточной установки осей оборудования в створ и соосности способом последовательных створов при длине участков («шагов») до 30—50 м применяют так называемые микротелескопы (отечественный прибор ППС-11, английский фирмы «Тейлор—Гобсон» и др.), представляющие собою телескопическую систему, дополненную микроскопом вме-

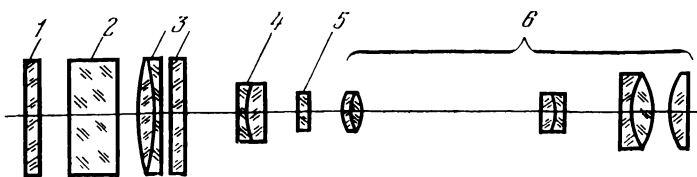


РИС. 130

сто окуляра. В этих приборах при изменении фокусировки от нуля до бесконечности искривление линии визирования не превышает 0,03 мм на расстоянии до 30 м.

Оптическая схема микротелескопа показана на рис. 130. На защитном стекле 1 нанесена прозрачная подсвечивающаяся шкаловая марка («авторефлектор»). Плоскопараллельная пластинка 2 отсчетного микрометра вращается вокруг горизонтальной и вертикальной осей. Объектив 3 и фокусирующая система 4 строят изображения предмета (марки) в плоскости сетки 5, которое рассматривается через микроскоп 6. Увеличение трубы при смене окуляров может быть 30 или 45 \times . Предельное отклонение, измеряемое микрометром, составляет $\pm 1,27$ мм, цена деления отсчетной головки 0,025 мм. При расстоянии до предмета 30 м точность измерений около 0,05 мм.

При монтажных работах микротелескоп используется и как зрительная труба для контроля установок точек в створ, и как прибор измерения нестворностей по принципу авторефлексии. Этот принцип основан на свойстве плоской зеркальной марки, перемещающейся вдоль выверяемой линии, изменять направления отраженного пучка лучей на удвоенный угол поворота самого зеркала. В микротелескопе наблюдают изображение подсвечивающейся марки авторефлектора 1 (см. рис. 130) в плоскости объектива после его отражения от зеркала.

Если зеркальная марка на оборудовании перпендикулярна к визирной оси трубы, то изображение средней точки шкаловой марки, совпадающее с центром объектива, будет совмещено с отсчетным индексом сетки нитей. При наклоне или повороте зеркальной марки на угол β с индексом будет совпадать точка шкалы, находящаяся на расстоянии l от центра объектива, которое фиксируется микрометром. При этом

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{l}{L}, \quad (\text{VII.36})$$

где L — расстояние от объектива до зеркала.

В способе авторефлексии измерения ведутся в сходящемся пучке лучей. Поэтому при перемещении зеркальной марки по выверяемой линии для обеспечения резкости изображения приходится изменять фокусировку трубы. Однако, как отмечалось

выше, возникающие при этом ошибки в положении визирной оси весьма незначительны.

Для выверки оборудования способом последовательных створов микротелескоп и зеркальные марки оборудуются устройствами для высокоточного центрирования на знаках крепления технологических осей. Установка промежуточных точек в створ линии, а также ориентирование последовательных створов производится микротелескопом путем прямого визирования на конечную зеркальную марку. Выверка оборудования на каждом из текущих участков («шагов») выполняется по принципу авторефлексии.

§ 50. ВЫСОКОТОЧНЫЕ СПОСОБЫ ВЫВЕРКИ ПРЯМОЛИНЕЙНОСТИ

Коллиматорный способ. Коллиматорный способ широко применяют при исследованиях соосности приборов и выверке высокоточных агрегатов. Так как в этом способе измерения ведутся в параллельном пучке лучей, то отпадает необходимость в перемене фокусирования зрительной трубы при изменении расстояния до наблюдаемых точек и обеспечивается высокая точность измерений.

Как известно, коллиматорная система состоит из зрительной трубы 2 (рис. 131) с окулярным микрометром 1 и соответственно коллиматора 3, задающего параллельный пучок лучей. Штриховая сетка коллиматора 4 расположена в его фокальной плоскости и освещается сзади источником света. Изображение этой сетки получается в фокальной плоскости зрительной трубы, отфокусированной на бесконечность, и налагается на сетку нитей окулярного микрометра.

При перемещении коллиматора параллельно визирной оси трубы пучок лучей не будет изменять своего направления и изображение сетки коллиматора будет оставаться неподвижным. В случае же наклона или поворота коллиматора на некоторый угол на этот же угол от визирной оси отклоняется параллельный пучок лучей, вызывая соответствующее смещение изображения штриховой сетки в фокальной плоскости зрительной трубы. Угловую величину этого смещения θ можно изме-

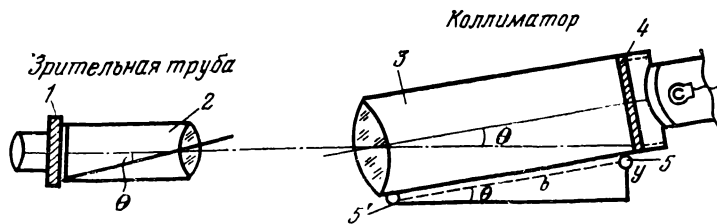


РИС. 131

рить при помощи окулярного микрометра и определить линейное значение y отклонения оси коллиматора от заданного направления.

Расстояние между опорными точками коллиматора 5 и $5'$, которыми он контактирует с выверяемой плоскостью, составляет базу прибора b . При параллельности визирной оси трубы и линии, соединяющей опорные точки, согласно рис. 131, имеем

$$y = \frac{b\theta''}{\rho''}, \quad (\text{VII.37})$$

так как

$$\theta = \mu''n,$$

где μ — цена деления окулярного микрометра, n — число делений, то формула (VII. 37) переписется в виде

$$y = \frac{b\mu''n}{\rho''}. \quad (\text{VII.38})$$

Таким образом, если установить зрительную трубу на исходном опорном пункте и ориентировать ее коллимационную плоскость по заданной оси (референтной прямой), то, передвигая коллиматор вдоль выверяемой линии и измеряя окулярным микрометром смещение сетки коллиматора в точках, расположенных через длину базы прибора b , можно определить отклонение этих точек от створа оси.

Из формулы (VII.37) согласно теории ошибок находим

$$m_y^2 = \left(\frac{b}{\rho}\right)^2 m_\theta^2 + \left(\frac{\theta}{\rho}\right)^2 m_b^2,$$

или

$$m_y^2 = b^2 \left(\frac{m_\theta}{\rho}\right)^2 + y^2 \left(\frac{m_b}{b}\right)^2, \quad (\text{VII.39})$$

где m_y — средняя квадратическая ошибка определения смещения, а m_θ и m_b — соответственно ошибки измерения угла отклонения θ и базы прибора b .

Так как обычно величина отклонения y небольшая, а база прибора b всегда может быть измерена с надлежащей точностью ($1/5000$ — $1/10\ 000$), то влиянием второго члена формулы (VII.39) по малости можно пренебречь, приняв

$$m_y = \frac{bm_\theta''}{\rho''}. \quad (\text{VII.40})$$

Из формул (VII.39) и (VII.40) следует основное достоинство коллиматорного метода измерений: *точность определения смещения в принципе не зависит от расстояния до наблюдае-*

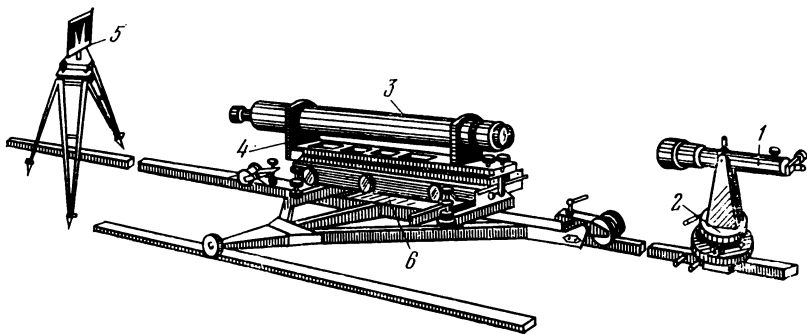


РИС. 132

мых точек. Однако практически при больших удалениях коллиматора от зрительной трубы ухудшаются условия наблюдений и увеличивается ошибка измерения угла отклонения θ , вследствие чего несколько снижается точность метода.

Исследования показывают, что в благоприятных условиях видимости при расстоянии до 400 м средняя квадратическая ошибка измерения угла θ одним приемом составляет примерно 0,7—1,0", а среднего из трех-четырех приемов — 0,5", что при базе $b=2000$ м дает ошибку определения смещения y около 5 мкм.

Схема коллиматорного прибора для плановой выверки направляющих путей показана на рис. 132. В качестве зрительной трубы 1 с окулярным микрометром принята труба триангуляционного теодолита ТТ 2/6, установленная на особую подставку 2. Для точного центрирования труба переводится через зенит, а ее подставка имеет поперечное микрометрическое перемещение.

При измерениях зрительную трубу наводят на визирную марку 5, установленную на опорной точке и тщательно центрированную при помощи точного оптического центра (увеличение $17\times$, цена деления уровня 10").

Фокусное расстояние коллиматора 3 равно 1600 мм; диаметр объектива 120 мм. Штриховая сетка, установленная в фокальной плоскости коллиматора, выполнена в виде перекрестия с толщиной штриха 0,1 мм. Сзади закрыта матовым стеклом; на ее кольцо надет осветительный патрон, содержащий линзовый конденсор и шестивольтовую лампочку.

Коллиматор покоится в лагерах подставки 4, в которых при вращении он может вращаться на 180° около своей оптической оси и переключиваться. В свою очередь, подставка устанавливается на тележку 6, при помощи которой прибор передвигается по направляющим. При измерениях тележка двумя

полусферическими головками контактирует с выверяемой поверхностью (эти точки предварительно намечаются на направляющих). Расстояние между центрами этих головок (база прибора) равно 2000 мм.

Прибор юстируется с таким расчетом, чтобы оптическая ось коллиматора лежала в вертикальной плоскости, проходящей через точки контактирования тележки.

При выверке планового положения направляющих зрительную трубу с окулярным микрометром устанавливают в центре знака, закрепляющего монтажную ось. На другом конце устанавливают визирную марку. Окулярный микрометр ставят на нуль, и трубу наводят на марку.

На ближайшей к инструменту секции на тележке, касающейся точками контактирования выверяемой поверхности, устанавливают коллиматор и совмещают при помощи окулярного микрометра изображение штрихов сетки коллиматора с сеткой нитей зрительной трубы. Взяв отсчет по окулярному микрометру, по формуле (VII.38) вычисляют величину отклонения этого участка от створа оси.

Передвигая коллиматор вперед, чтобы на место передней точки касания установилась задняя, как и ранее, совмещают сетки и определяют отклонения на последующих участках.

С увеличением расстояния между зрительной трубой и коллиматором изображение штрихов сетки последнего в фокальной плоскости трубы уменьшается по величине, становится менее спокойным, теряет яркость, и в некоторой точке станет невозможным точное совмещение сеток. Тогда необходимо зрительную трубу передвинуть к коллиматору. Для этого, измерив на определенном расстоянии отклонение коллиматора, оставляют последний неподвижным и в нескольких метрах перед ним устанавливают зрительную трубу на особой подставке, дающей возможность перемещать прибор в поперечном направлении. Не изменяя отсчета по головке окулярного микрометра, поперечным перемещением зрительной трубы добиваются совмещения сеток трубы и коллиматора, т. е. стремятся установить визирную ось в то положение, которое она занимала до перестановки инструмента (или параллельно ему). Достигнув этого, продолжают выверку на дальнейших участках.

Очевидно, что по принципу относительности движений различно, какой из приборов перемещать по линии, а какой оставлять неподвижным. Однако при диаметре объектива коллиматора, в два раза превышающем диаметр объектива зрительной трубы, более целесообразно задавать створ линией визирования коллиматора, установив его на исходном пункте, а зрительную трубу, снабженную подставкой с опорными точками, перемещать по выверяемым направляющим. В этом случае меньше вероятности, что при значительных отклонениях линии от референтной прямой параллельный пучок лучей

коллиматора пройдет вне поля зрения трубы и измерения будут невозможны.

Коллиматором можно выверять установленные плоскости и по высоте. Для этого необходимо повернуть окулярный микрометр зрительной трубы на 90° , чтобы можно было измерять смещения сетки коллиматора по высоте, и приделать точки контактирования к нижней плоскости подставки.

Экспериментальные исследования коллиматорного прибора показали*, что в дневное время он дает возможность определять взаимное смещение двух точек, расположенных на расстоянии его базы, со средней квадратической ошибкой 3—4 мкм при расстоянии между зрительной трубой и коллиматором до 100 м и 5—6 мкм при расстоянии до 300 м. В ночное время хорошие условия для наблюдений сохраняются при расстоянии до 1000 м и обеспечивается высокая точность измерений (3—5 мкм). При благоприятных условиях точные коллиматорные измерения возможны в солнечную погоду до 400 м, в пасмурную — до 800 м, ночью — до 2 км.

Для выверяемой линии, состоящей из n станций, суммарная величина поперечных отклонений Y от заданной референтной прямой

$$Y_j = \sum_{i=1}^{j=n} y_i. \quad (\text{VII.41})$$

С учетом выражения (VII.40)

$$m_{Y_j}^2 = \frac{b^2}{\rho^2} \sum_1^n m_{\theta_j}^2. \quad (\text{VII.42})$$

Приняв

$$m_{\theta_1} \approx m_{\theta_2} \approx \dots \approx m_{\theta_n} = m_{\theta},$$

имеем

$$m_{Y_n} = \frac{b}{\rho''} m_{\theta}'' \sqrt{n}. \quad (\text{VII.43})$$

Так как $n = \frac{l}{b}$, где l — длина выверяемого участка, то

$$m_{Y_n} = \frac{m_{\theta}''}{\rho''} \sqrt{bl}. \quad (\text{VII.44})$$

Приняв $m_{\theta} = 0,5''$; $b = 2000$ мм; $l = 200$ м ($n = 100$), получим $m_y = 5$ мкм и $m_{Y_n} = 50$ мкм.

При передвижении тележки коллиматора от точки к точке

* Левчук Г. П., Фролов Ю. Н. О точности коллиматорного метода измерений. — Геодезия и картография, 1967, № 4, с. 14—17.

передняя и задняя опоры будут касаться, как правило, не одной, а разных точек, хотя и весьма близких. Поэтому на суммарную точность определения отклонений значительное влияние оказывают чистота обработки выверяемой поверхности и ее наклон. Фактические ошибки измерений получаются несколько больше, чем подсчитанные по формуле (VII.44).

Автоколлимационный способ. В автоколлимационной системе зрительная труба совмещена с коллиматором, образуя единый автоколлимационный прибор (автоколлиматор); выверка створных точек оборудования ведется при помощи зеркальной марки. Сетка нитей системы расположена в фокальной плоскости объектива. При фокусировании зрительной трубы на бесконечность от освещенной сетки нитей лучи пойдут параллельным пучком и, отразившись от плоского зеркала, соберутся снова в фокальной плоскости, где и дадут автоколлимационное изображение; при этом, если плоскость зеркала установлена строго перпендикулярно к визирной оси автоколлиматора, то обе сетки совпадают. При смещении изображения сетки движением зрительной трубы добиваются их совмещения, устанавливая визирную ось трубы параллельно нормали к зеркалу. Совмещение сеток соответствует «визированию трубы на зеркало», когда угол между визирной осью и плоскостью зеркала будет равен строго 90° .

Как указывалось, при отражении от плоского зеркала получается автоколлимация в параллельном пучке лучей. При использовании сферического зеркала или тройного призменного зеркала (триэдра) происходит автоколлимация в сходящихся лучах. Поворот или наклон плоского зеркала на угол β вызывает отклонение автоколлимационного изображения на угол 2β , т. е. чувствительность способа по сравнению с коллиматорным повышается вдвое. При наблюдении призмных триэдров в сходящихся лучах всякое смещение вершины триэдра с визирной оси автоколлимационной трубы вызывает удвоенное линейное смещение по сравнению с оптическим визированием.

Это свойство автоколлимационного способа обеспечивает ему высокую точность измерений. Однако с увеличением расстояния до зеркала уменьшается яркость автоколлимационного изображения сетки. При расстоянии больше 30 м эта яркость падает настолько, что становится невозможным уверенное совмещение штрихов сеток и, следовательно, точное измерение. В этом главный недостаток существующих автоколлимационных систем применительно к геодезической выверке конструкций.

Для выверки контролируемой поверхности автоколлиматор *I* (рис. 133) устанавливают на исходном пункте и совмещают визирную ось трубы с заданной технологической осью; зеркальную марку *II* с опорными точками *O* и *O'* размещают на выверенной площадке. Трубу автоколлиматора наводят на центр зеркала, совмещая сетки нитей, и берут начальный отсчет по оптическому микрометру. Передвинув зеркальную марку на

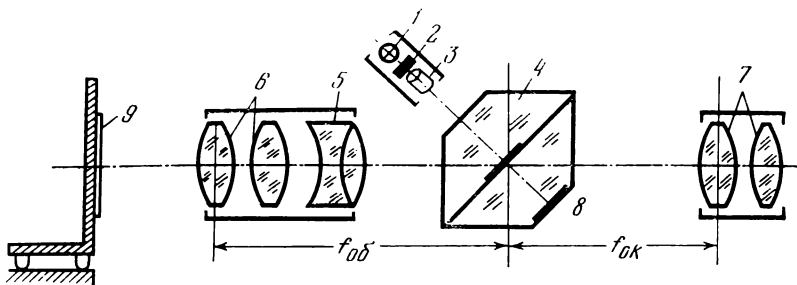


РИС. 134

Это инструментальная точность способа. Из других источников ошибок наибольшее влияние будет оказывать шероховатость выверяемой поверхности в местах контактирования базовых точек. Накопление ошибок за шероховатость поверхности происходит также пропорционально \sqrt{n} . Обоснованно потребовать, чтобы эти ошибки не превышали инструментальной точности способа. Приняв их примерно равными, получим

$$m_{\gamma} = \frac{bm''_{\beta}}{\rho''} \sqrt{\frac{n}{2}}. \quad (\text{VII.48})$$

Для данных предыдущего примера общая ошибка с учетом шероховатости составит 4,8 мкм.

Автоколлимационный теодолит изготовлен на базе оптического теодолита Т2 (ТБ-1) с добавлением автоколлимационного окуляра И. М. Монченко. В этом окуляре применена склеенная по диагонали призма, образующая плоскопараллельную пластинку. На прозрачной поверхности склейки нахромирована штриховая сетка.

Ход лучей в автоколлимационном теодолите показан на рис. 134. От лампочки подсветки 1 через светофильтр 2 и конденсатор 3 лучи попадают на зеркальные штрихи сетки, нанесенные на внутренней грани склейки призмы 4 и лежащие в фокальной плоскости объектива. Отразившись от штрихов, лучи проходят через фокусирующую линзу 5 и объектив 6 и при трубе, отфокусированной на бесконечность, параллельным пучком лучей выходят из объектива на зеркало 9, отразившись от которого возвращаются обратно в трубу и дают автоколлимационное изображение сетки в фокальной плоскости.

Одновременно лучи, прошедшие через промежутки штрихов сетки и отразившиеся от посеребренной нижней грани 8 и еще раз от зеркальных штрихов сетки, попадают в окуляр 7. Таким образом, в поле зрения окуляра рассматриваются штрихи сетки и их автоколлимационное изображение, отраженное зеркалом 9. Точное совмещение штрихов сетки производится наводящими винтами теодолита и имеет вид сплошной линии.

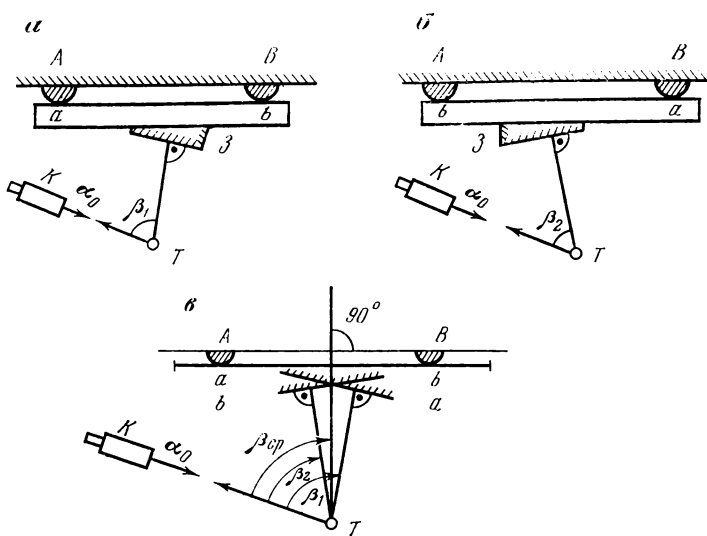


РИС. 135

Зеркальная марка должна представлять собою плоскость с высокой точностью (отступления не должны превышать 0,2 интерференционной полосы). Кривизна зеркала нарушает параллельность отраженных лучей, что вызывает расфокусировку автоколлимационного изображения и понижение точности измерений. Для увеличения рабочего расстояния выверки зеркальная марка должна устанавливаться перпендикулярно к контролируемой поверхности, для чего предусматриваются юстировочные винты зеркала.

По данным исследований автоколлимационного теодолита ТБ-3, при расстоянии до зеркала около 1 м средняя квадратическая ошибка совмещения штрихов сетки с ее автоколлимационным изображением составляет около 0,6".

Как и коллиматор, автоколлимационный способ не чувствителен к параллельному смещению линий и не дает возможности определить вершины углов или направлений. Однако этот способ с большим успехом используется для точной передачи азимутов в ходах с очень короткими сторонами, равными единицам метров, которые могут прокладываться в потернах гидростанций, шахтах, на площадках радиотелескопов и др. В качестве визирных целей в таких ходах применяют плоские зеркала и коллиматоры; угловые измерения выполняют автоколлимационным теодолитом.

Пусть необходимо определить азимут базовой линии конструкции длиной 0,5—2 м, конечные точки которой *A* и *B* зафиксированы полусферическими магнитными головками, а исход-

ный азимут задан коллиматором K (рис. 135). Для решения задачи зеркало укрепляют на металлической рейке длиной несколько более линии AB , в которой обработаны площадки около точек a и b для ее магнитного фиксирования на точках A и B . Установив в точке T автоколлимационный теодолит Т2К, наблюдают коллиматор K , совмещая изображение сетки нитей коллиматора с сеткой теодолита, и берут отсчет по лимбу. Затем производят автоколлимационное визирование на зеркало Z , измеряя таким образом угол β_1 между исходным направлением и направлением нормали к зеркалу (рис. 135, а). Такие же измерения выполняют при другом положении круга. В зависимости от необходимой точности определения азимута угол β_1 может быть измерен несколькими приемами.

Так как в общем случае плоскость зеркала Z не параллельна линии AB , то перекаладывают рейку на 180° , чтобы точки a и b поменялись местами и касались соответственно головок B и A , и вновь измеряют угол β_2 (рис. 135, б).

Тогда азимут направления AB будет равен (рис. 135, в)

$$\alpha_{AB} = \alpha_0 + \beta_{cp} + 270^\circ, \quad (\text{VII.49})$$

где α_0 — азимут исходного направления, задаваемый коллиматором K ; $\beta_{cp} = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2}$ — угол между исходным направлением и перпендикуляром к линии AB .

Из формулы (VII.49) следует, что средняя квадратическая ошибка определения азимута AB равна

$$m_{\alpha_{AB}}^2 = m_{\alpha_0}^2 + m_{\beta_{cp}}^2. \quad (\text{VII.50})$$

Приняв

$$m_{\beta_1} \approx m_{\beta_2} = m_{\beta}; \quad m_{\beta_{cp}} = \frac{m_{\beta}}{\sqrt{2}},$$

получим

$$m_{\alpha_{AB}} = \sqrt{m_{\alpha_0}^2 + \frac{m_{\beta}^2}{2}}. \quad (\text{VII.51})$$

При $m_{\alpha_0} = 2''$ и $m_{\beta} = 3''$

$$m_{\alpha_{AB}} = \sqrt{4 + \frac{9}{2}} = 2,9''.$$

Имея три автоколлимационных теодолита, можно прокладывать азимутальные ходы с короткими сторонами (от 0,5 до 30 м). Пример такого хода показан на рис. 136. Исходное направление задано азимутом α_0 плоского зеркала A . Автоколлимационные теодолиты установлены в точках 1, 2, 3. Теодолит T_1 визируют на зеркало, совмещают штрихи сетки с ее автоколлимационным изображением и берут отсчеты по лимбу. Затем T_1

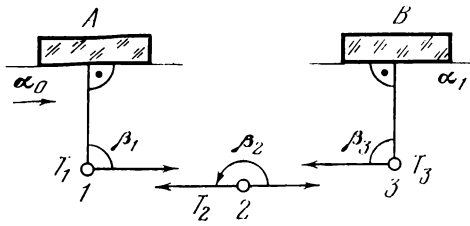


РИС. 136

наводят на прибор T_2 , совмещают штрихи и отсчитывают по лимбу. Разность этих отсчетов дает величину угла β_1 . Угловые измерения производят при двух положениях круга.

Затем измеряют угол в точке 2 между автоколлимационными теодолитами T_1 и T_3 . Так как теодолиты T_1 и T_2 между собой наведены и сетки совмещены, то по этому направлению можно сразу брать отсчеты по лимбу. Открыв алимб, наводят второй теодолит на прибор T_3 (совмещают их сетки нитей) и отсчитывают направление T_2-T_3 . Наконец, в точке 3 измеряют угол β_3 , восстанавливая оптическую нормаль к зеркалу.

Очевидно, что определяемый азимут плоскости зеркала B

$$\alpha_1 = \alpha_0 + \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 - 360^\circ.$$

Такой ход можно продолжить и дальше, переставляя автоколлимационные теодолиты, причем ход может быть замкнут на зеркало A или закончен на другом исходном азимуте.

Для неуравненного хода

$$m_{\alpha_n}^2 = m_{\alpha_0}^2 + m_{\beta_n}^2, \quad (\text{VII.52})$$

где n — количество измеренных углов.

При измерении направлений на зеркало их разность при круге право и круге лево обычно не превосходит допустимой двойной коллимационной ошибки. Направления на автоколлиматоры при двух кругах могут значительно различаться между собой (двойная коллимационная ошибка может доходить до нескольких минут), так как визирные оси коллиматоров, оставаясь параллельными, могут быть несколько развернуты между собой при наблюдениях в разных частях поля зрения. Наиболее яркое изображение получается при наблюдениях сетки в центре поля зрения, к чему следует стремиться. В пределах точности измерений сумма углов β_1 , β_2 и β_3 должна оставаться постоянной.

При использовании автоколлимационных теодолитов Т2К (ТБ-3) можно определять азимуты коротких линий со средней квадратической ошибкой из одного приема порядка 3—4". При проведении измерений двумя-тремя приемами точность азимутальных определений можно повысить до 2—3".

Дифракционный способ. В основе способа лежит известный интерференционный опыт Юнга с дифракцией от двух щелей. Свет от точечного источника после прохождения узкой щели d_1 марки A_1 (рис. 137) попадает на спектральную двухщелевую

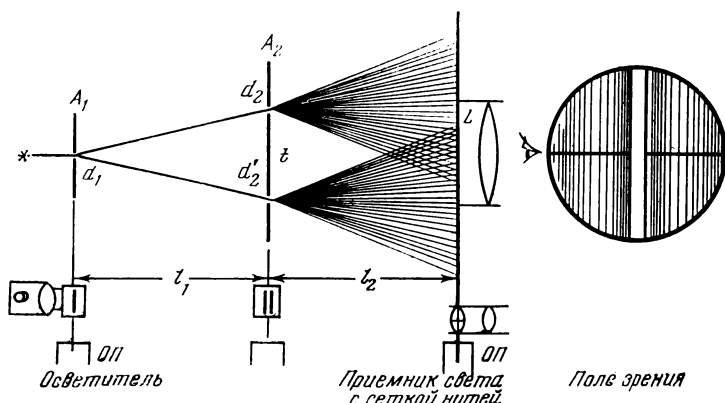


РИС. 137

марку A_2 (число щелей может быть и больше). Вследствие влияния дифракции световые волны, идущие из щелей d_2 и d_2' , заходят в область геометрической тени и при надлежащем выборе ширины щелей и расстояния между ними будут перекрываться между собой. Так как оба пучка являются когерентными, то в результате их взаимодействия в плоскости экрана возникает интерференционная картина, которая рассматривается наблюдателем.

При монохроматическом пучке света наблюдатель видит одноцветную картину, состоящую из параллельных полос, разделенных узкими темными промежутками. Центральная полоса является самой яркой. Если интерференционная картина создается белым (немонохроматическим) светом, то все полосы, кроме центральной белой, окрашены в различные цвета спектра.

Для выверки конструкций используется следующая закономерность рассматриваемого явления: *центр одиночной щели, средняя точка оси симметрии спектральной марки и центр средней полосы интерференционной картины всегда лежат на одной пространственной прямой*. При поперечном смещении спектральной марки соответственно перемещается центр интерференционной картины и сохраняется расположение трех точек на одной прямой.

Ширина щелей d_2 и d_2' спектральной марки рассчитывается из условия получения резкой интерференционной картины

$$d_2 = \frac{l_2 \lambda}{2t}, \quad (\text{VII.53})$$

где λ — длина волны света; t — расстояние между центрами щелей.

Из опыта принимают $d_1 = \frac{d_2}{2}$.

Ширина интерференционной полосы

$$b = \frac{l_2 \lambda}{t}. \quad (\text{VII.54})$$

Чувствительность дифракционного способа зависит от точности определения разности хода интерферируемых лучей через щели d_2 и d_2' до экрана. Х. К. Ямбаевым выведена следующая зависимость между поперечным смещением y спектральной марки от референтной прямой и вызываемой этим смещением разностью хода лучей Δ_l [48]:

$$y = \frac{l_1 l_2 \Delta_l}{t (l_1 + l_2)}. \quad (\text{VII.55})$$

Очевидно, что оценку минимальной разности хода лучей можно рассматривать как ошибку определения оси центральной интерференционной полосы, средняя квадратическая величина которой с некоторым запасом точности может быть принята $m_{\Delta_l} = 0,1\lambda$. С учетом этого

$$m_y = \frac{0,1\lambda l_1 l_2}{t (l_1 + l_2)}. \quad (\text{VII.56})$$

При

$$\begin{aligned} l_1 &\approx l_2 = l \\ m_y &= \frac{0,1\lambda l}{2t}, \end{aligned} \quad (\text{VII.57})$$

что при $l=50$ м; $\lambda=0,63$ мкм; $t=15$ мм дает

$$m_y = \frac{0,1 \cdot 0,63 \cdot 10^{-3} \cdot 50\,000}{2 \cdot 15} \approx 0,1 \text{ мм.}$$

В комплект дифракционного прибора МИИГАиК* входят осветитель, марка с одиночной щелью, марка с двумя щелями и приемник дифракционного света в виде лупы с сеткой нитей.

Осветитель предназначается для создания пучка лучей, по возможности параллельного и достаточно яркого, чтобы можно было производить наблюдения в дневное время. Источник света (газовый лазер или проекционная лампа накаливания) расположен в фокусе линзового конденсора.

Марка с одиночной щелью выделяет узкую полосу когерентного света, необходимого для получения четкой интерференционной картины. Ширина щели 0,2—0,5 мм. Ось этой щели должна совпадать с осью цилиндрической баксы, при помощи которой марка вместе с осветителем центрируется на опорном пункте.

* Авторы конструкции О. Д. Климов и А. А. Коптев.

Ширину щелей спектральной марки и расстояние между ними рассчитывают по формуле (VII.53) в зависимости от желаемой ширины интерференционных полос, их числа, дальности наблюдений.

Для поперечного смещения двухщелевая марка снабжена микрометрическим винтом. Марку юстируют таким образом, чтобы ее продольная ось симметрии совпала с осью подставки. Полученный при этом отсчет по микрометру является местом нуля марки.

Приемник дифракционного света представляет собою лупу, размещенную в полой трубе (бленде). В фокальной плоскости этой лупы находится сетка нитей, при этом вертикальная нить последней совпадает с осью вращения цилиндрической баксы, при помощи которой приемник устанавливают в центре опорного знака.

В дифракционном способе могут быть использованы две методики измерений: подвижной спектральной марки и подвижного приемника света. В методике подвижной спектральной марки в качестве исходных точек, задающих референтную линию, используют однощелевую марку и экран с приемником света. Путем перемещения спектральной марки совмещают по указанию наблюдателя среднюю интерференционную полосу с биссектором приемника света, производя таким образом выверку створности всех промежуточных точек.

В методике подвижного приемника света исходными точками, задающими референтную прямую, являются однощелевая и двухщелевая марки. Выверяемые точки вводятся в створ перемещением приемника света, установленного на этих точках, путем введения биссектора приемника света в центральную интерференционную полосу.

Наблюдения выполняют при двух положениях щелевых марок и приемника света, что уменьшает ошибки их центрирования и повышает точность измерений. Нестворность определяемых точек вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} q &= b_n - \text{МО} = \text{МО} - a_n, \\ \text{МО} &= \frac{a_n + b_n}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.58})$$

где МО — место нуля двухщелевой марки; a_n и b_n — отсчеты по микрометру марки при его положении слева и справа от линии створа.

Основными ошибками дифракционного способа являются:

1) ошибки исходных данных — ошибки разбивки и закрепления монтажных осей;

2) ошибки центрирования на опорных пунктах осветителя с однощелевой маркой и приемника света;

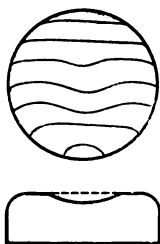


РИС. 138

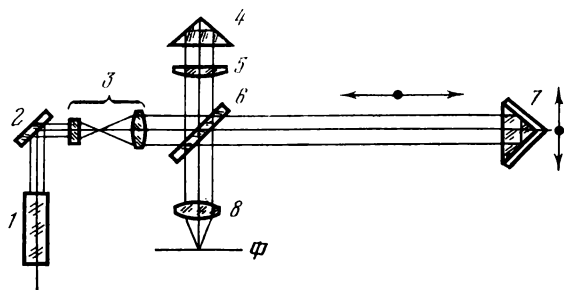


РИС. 139

3) ошибки построения интерференционной картины — влияние внешних условий, ошибки в изготовлении щелей, влияние неточечного источника света;

4) ошибки совмещения оси симметрии интерференционной картины с биссектором сетки нитей — ошибки наведения, ошибки отсчета по микрометру.

По опытным данным, средняя квадратическая ошибка установки точек в створ дифракционным способом составляет около 20—30 мкм при длине створа 80—100 м (для среднего из 2—3 приемов). Для лазерного источника света при расстояниях до 400 м ошибки измерений не превышают 60 мкм. При этом методика подвижного приемника света является более производительной и точной.

Применение интерферометров. Для высокоточного контроля прямолинейности и плоскостности конструкций и изделий применяют интерферометры — приборы, основанные на принципе интерференции света. Как известно, при освещении тонкой прозрачной пластины (пленки) параллельным пучком света вследствие разности оптического хода лучей наблюдается интерференционная картина в виде прямых или кольцевых полос, по искривлению которых можно оценивать величины непрямолинейности и неплоскостности выверяемой поверхности.

В простейших приборах на тщательно изготовленный эталонный образец накладывают выверяемую поверхность, получая между ними тонкую воздушную прослойку, дающую в отраженном свете четкую интерференционную картину. Измеряя микрометром величины наклона и прогиба или оценивая их на глаз в долях ширины, можно подсчитать в различных точках выверяемой поверхности ее отклонение от эталонной

$$\Delta = \frac{a\lambda}{2},$$

где a — измеренное значение наклона интерференционных полос; λ — длина волны света.

При этом удобно иметь между эталонной и выверяемой поверхностями клиновидный воздушный промежуток, несколько прижав плоскости с одной стороны. В этом случае для эталонных плоскостей полосы имеют вид равных по толщине прямых, параллельных ребру клина. Малейшие

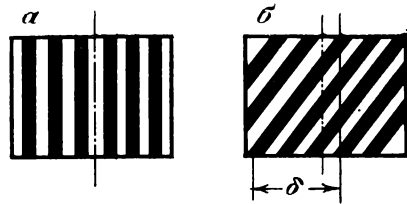


РИС. 140

отступления от плоскостности ведут к искривлению этих прямых (рис. 138). Для повышения резкости интерференционной картины и точности измерений применяют монохроматические источники света, дающие возможность производить выверку поверхностей с ошибками порядка $1/10$ — $1/20$ от длины световой волны.

В приборах, используемых для геодезической выверки конструкций, обычно интерференционная картина создается в результате наложения плоской волны, идущей от эталонного зеркала, на другую ее часть, отраженную от зеркала, передвигающегося по контролируемой поверхности. В качестве источника излучения применяют лазерный пучок.

На рис. 139 показана схема отечественного лазерного интерферометра, в котором в качестве эталонного зеркала служит трипельпризма 4; в качестве контролируемого (референтного) — подвижная марка 7 в виде угловой призмы или трипельпризмы. От лазера 1 когерентный пучок лучей, отразившись от зеркала 2 и пройдя телескопическую трубу 3, полупрозрачной пластиной 6 разделяется на два пучка. Один пучок направляется через линзу 5 к эталонной призме 4; второй пучок идет к подвижной марке 7. После отражения от зеркальных граней призм 4 и 7 пучки возвращаются к пластине 6 и, интерферируя, собираются через объектив 8 в фокальной плоскости Φ , вблизи которой помещается глаз наблюдателя.

Так как число отражений в двух пучках разное, то интерферометр реагирует на поперечное смещение подвижной марки в плоскости, перпендикулярной к ребру призмы. За референтную линию принимают ось лазерного пучка. Если ребро призмы 7 располагается в створе этой оси, то наблюдаются интерференционные полосы постоянной ширины, расположенные перпендикулярно к ребру призмы (рис. 140, а). Поперечное смещение марки от оси лазерного пучка приводит к наклонному положению полос (рис. 140, б), величина которого δ измеряется микрометром. Вместо непосредственного измерения интерференционная картина в выверяемых частях может быть заснята фотокамерой с последующим измерением снимков на стереокомпараторе. Измерительный процесс можно также автоматизировать, фиксируя интерференционную картину при помощи системы

фотоэлектрических преобразователей. Из опыта установлено, что при расстояниях до 100 м чувствительность интерферометра поперечным перемещением зеркала составляет около 0,05—0,1".

§ 51. ВЫСОТНАЯ УСТАНОВКА КОНСТРУКЦИИ

Установка опорных плоскостей и точек строительных конструкций и агрегатов на проектные высоты и уклоны, выверка их высотного положения могут быть выполнены геометрическим нивелированием, микронивелированием, гидростатическим нивелированием.

Геометрическое нивелирование. Способ является самым распространенным для установки в натуре проектных высот. В зависимости от требуемой точности и выбранной схемы измерений применяют нивелирование того или иного класса, при этом стремятся иметь небольшие расстояния от инструмента до реек (до 25 м).

Техническое нивелирование обеспечивает передачу отметок на станции с ошибкой в среднем 2—3 мм; высокоточное нивелирование — с ошибкой 0,1—0,2 мм. В последнем случае применяют нивелир с контактным уровнем и оптическим микрометром или точный нивелир с компенсатором и инварные рейки или специальные штриховые марки.

Как известно, для перенесения в натуру проектных высот $H_{пр}$ от некоторого рабочего репера с высотой $H_{реп}$ надо через горизонт инструмента H_i вычислить проектный отсчет по рейке (см. § 41). При использовании высокоточного нивелира с ценой деления микрометра 0,05 мм и штриховых реек с полусантиметровыми делениями необходимо отметки $H_{реп}$ и $H_{пр}$ выразить в полудециметрах и определить горизонт инструмента по формуле

$$H_j = H_{реп} + a,$$

где a — отсчет по основной шкале и H_j выражены в полудециметрах. Отсчет по дополнительной шкале берется только для

| Номера реперов | Отметки репера | | Отсчеты по рейке, п/дм | | | Горизонт инструмента H_i п/дм |
|----------------|---------------------|-------------------|------------------------|--------------|-------------------------|---------------------------------|
| | $H_{реп}$ м | $H_{реп}$ п/дм | штрих В | головка Г | общий а | |
| Реп 4 | 42,885 ₉ | 857,706 | 29,1 | 16 | 29,116 | 886,822 |
| | | | 88,3 | 66 | <u>88,366</u> 59 250 | |
| Реп 6 | 42,892 ₉ | 857,858 | 28,9 | 60 | 28,960 | 886,818 |
| | | | 88,2 | 0,9 | <u>88,209</u> 59,249 | |
| | | | | | | ср. 886,820 |

ТАБЛИЦА 17

| Горизонт инструмента H_j , п/дм | Проектная отметка | | Проектный отсчет по рейке, п/дм | | |
|---|-------------------|-----------------|---------------------------------|-----------|------------------|
| | $H_{пр}$, м | $H_{пр}$, п/дм | общий a | штрих B | головка Γ |
| 886,820 | 42,000 | 840,000 | 46,820 | 46,8 | 20 |

контроля и в вычислении горизонта инструмента (табл. 16) не участвует.

Затем находят проектный отсчет b (табл. 17) по рейке в полудециметрах

$$b = H_j - H_{пр}$$

и переводят его в отсчет, выраженный в виде номера штриха рейки B и деления головки Γ .

Установив на головке микрометра вычисленный отсчет 20, рейку поднимают до тех пор, пока в биссекторе нивелира не будет штрих основной шкалы 46,8. В этом случае пятка рейки будет соответствовать проектной отметке 42,000, которую фиксируют в натуре.

Микронивелирование. Для приведения в горизонтальное положение опорных плоскостей применяют монтажные уровни с ценой деления 20'' (0,1 мм на 1 м) и 10'' (0,05 мм на 1 м). Более точная высотная установка выполняется при помощи особых микронивелиров, представляющих собою накладные уровни большой длины с ценой деления уровня 5''.

Подставка микронивелира опирается на выверяемую поверхность двумя опорными точками (полусферическими головками), расстояние между которыми является базой прибора. База выбирается с таким расчетом, чтобы она соответствовала расстоянию между юстировочными клиньями монтируемых секций.

Подставка должна быть достаточно жесткой, чтобы не давать ощутимого прогиба от собственного веса, но в то же время портативной и сравнительно легкой для перестановки в процессе работы. Чтобы обеспечить устойчивость прибора, опирающегося на две опорные точки, а также несколько разгрузить эти точки от тяжести подставки, применены пружинные амортизаторы.

Уровень крепится на подставке в термоизоляционном кожухе. Чтобы устранить боковые наклоны прибора, устанавливают поперечный уровень более низкой точности ($\tau = 30''$).

Непрерывная передача превышения при помощи микронивелира от одной точки выверяемой поверхности к другой называется микронивелированием. В этом процессе задняя опорная точка прибора ставится на то место, где до этого находилась передняя опора.

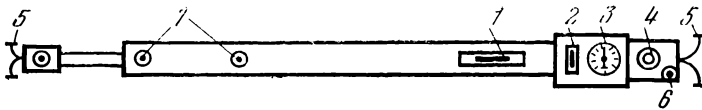


РИС. 141

Микронивелирование, как правило, производят при двух постановках прибора: прямою и повернутом на 180° . Это дает возможность проверить место нуля уровня на каждой станции и исключить систематические ошибки в определении превышений.

В МИИГАиК разработаны несколько конструкций микронивелиров*. В первых из них обе опорные точки подставки жесткие и применяется уровень с микрометрическим винтом. При нивелировании уровень при помощи этого винта приводят на нуль-пункт и отсчитывают по его головке. Зная место нуля микрометрического винта, определяют наклон уровня в делениях барабана. Умножив эту величину на цену деления последнего, находят превышение между опорными точками в миллиметрах.

В последующих моделях микронивелиров одна из его опорных точек сделана подвижной и жестко связанной с индикатором часового типа, по которому превышение между точками опоры микронивелира определяется непосредственно в миллиметрах.

На рис. 141 представлена модель микронивелира МН-3**. Продольный уровень 1 с ценою деления $5''$ приводится на нуль-пункт подъемным винтом 4. Поперечный уровень 2 регулируется опорами 6 амортизатора. Индикатор 3 расположен горизонтально для удобства отсчитывания. База прибора может меняться от 900 до 1200 мм и закрепляется винтами 7. Для передвижения прибора по выверяемой линии и удержания его от опрокидывания служат ролики 5.

Отсчет по индикатору, при котором ось продольного уровня параллельна линии, соединяющей опорные точки, является местом нуля (МО) микронивелира. Если в точке *A* (рис. 142, *a*) поставлена подвижная опора с индикатором, а в точке *B* — неподвижная, то после приведения подъемным винтом пузырька уровня на нуль-пункт ось уровня uu_1 займет горизонтальное положение и отсчет по шкале индикатора будет 3.

Так как в индикаторе с увеличением стержня отсчет уменьшается, то согласно рисунку

$$h = \text{МО} - 3. \quad (a)$$

Переставим прибор на 180° (подвижная опора с индикатором впереди, в точке *B*, рис. 142, *б*). После приведения пузырька

* Первые микронивелиры изготовлены в 1951 г.

** Авторы конструкции Г. П. Левчук, М. Д. Кращин.

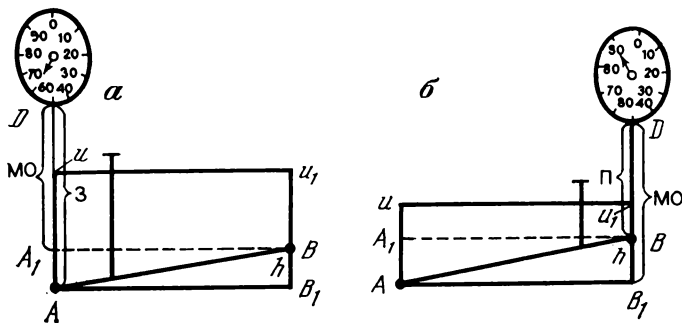


РИС. 142

уровня на нуль-пункт, когда ось uu_1 займет горизонтальное положение, отсчет по шкале индикатора будет Π и

$$h = \Pi - \text{МО}. \quad (6)$$

Из выражений (а) и (б) следует

$$\text{МО} = \frac{3 + \Pi}{2} \quad (\text{VII.59})$$

и

$$h = \frac{\Pi - 3}{2} = -\frac{3 - \Pi}{2}. \quad (\text{VII.60})$$

При данной юстировке микронивелира величина МО должна быть постоянной. Ее колебание характеризует ошибки измерений. Резкое изменение МО, превышающее предельные ошибки измерений, свидетельствует о нарушении юстировки прибора.

Из формулы (VII.60) по теории ошибок

$$m_h^2 = \frac{1}{4} (m_\Pi^2 + m_3^2), \quad (\text{VII.61})$$

где m_Π и m_3 — средние квадратические ошибки отсчетов Π и 3.

Приняв $m_\Pi \approx m_3 = m_o$, имеем

$$m_h = \frac{m_o}{\sqrt{2}}. \quad (\text{VII.62})$$

Ошибка отсчета m_o зависит главным образом от ошибки горизонтирования прибора m_y , ошибки в показаниях индикатора m_n и ошибки за шероховатость нивелируемой поверхности $m_{ш}$. Ввиду независимости влияния этих ошибок

$$m_o = \sqrt{m_y^2 + m_n^2 + m_{ш}^2}. \quad (\text{VII.63})$$

Для принятой в микронивелирах простой визуальной системы приведения уровня на нуль-пункт можно принять $m_y =$

$= 0,2\tau''$, где τ — цена деления ампулы уровня. Полагая, что база микронивелира b определена с достаточной точностью, получим

$$m_y = \frac{0,2\tau''b}{\rho''}. \quad (\text{VII.64})$$

При $b = 1000$ мм и $\tau = 5''$ ошибка $m_y = 5$ мкм.

Ошибка в показаниях индикатора зависит от класса прибора, диапазона измерений. Обычно для микронивелирования применяют индикаторы часового типа с пределом измерений 10 мм и ценой деления 0,01 мм, ошибки в показаниях которых могут доходить до 10—20 мкм. Однако при исследовании индикатора можно найти такие интервалы его показаний, в которых ошибки будут минимальными, не превышающими 5 мкм.

На особо точных выверках применяют индикаторы с пределом измерений в 2 мм и ценой деления шкалы в 1 мкм, ошибки в показаниях которых не превосходят 1—2 мкм.

Кроме инструментальных ошибок, на точность микронивелирования существенное влияние оказывают мелкие шероховатости нивелируемой поверхности. До нивелирования на этой поверхности намечают места постановки опор прибора (через промежуточные, равные базе b). Эти места обозначают пуансоном в виде кружков диаметром 6—8 мм. При микронивелировании опорные точки устанавливают на глаз в центре намеченных кружков. Естественно, что, поворачивая прибор на 180° , нельзя строго совместить заднюю опору с точкой, где ранее находилась передняя опора. Это вносит ошибки в определяемые превышения, величина которых зависит от чистоты обработки поверхности внутри кружка. Особенно тщательно необходимо устанавливать прибор в секциях, имеющих некоторый уклон.

Если потребовать, чтобы величина ошибки за шероховатость поверхности не превышала инструментальных ошибок микронивелира, т. е. принять $m_{ш} = 5$ мкм, то суммарная ошибка микронивелирования на станции в соответствии с выражением (VII.62)

$$m_h = \sqrt{\frac{m_y^2 + m_n^2 + m_{ш}^2}{2}} = \frac{5\sqrt{3}}{\sqrt{2}} = 6 \text{ мкм}. \quad (\text{VII.65})$$

На точность микронивелирования также оказывает некоторое влияние резкое колебание температуры. При работе на открытых площадках прибор необходимо закрывать от прямых лучей солнца.

Из больших экспериментальных исследований и производственных работ установлено, что средняя квадратическая ошибка микронивелирования на станции m_h равна 8—10 мкм.

Ошибка передачи отметок в микронивелирном ходе

$$m_F = m_h \sqrt{n}, \quad (\text{VII.66})$$

где n — число станций.

При длине хода l и базе прибора b

$$n = \frac{l}{b}$$

и, следовательно,

$$m_F = m_h \sqrt{\frac{l}{b}}. \quad (\text{VII.66}')$$

После уравнивания хода между фундаментальными реперами ошибка в самом слабом месте (середина хода) составит

$$m_{F_{\text{ур}}} = \frac{m_F}{2} = \frac{m_h}{2} \sqrt{n} \quad (\text{VII.67})$$

или

$$m_{F_{\text{ур}}} = \frac{m_h}{2} \sqrt{\frac{l}{b}}. \quad (\text{VII.67}')$$

При $l = 100$ м; $b = 1$ м; $m_h = 10$ мкм

$$m_{F_{\text{ур}}} = 5 \sqrt{100} = 50 \text{ мкм.}$$

Индикаторный способ установки оборудования. Для окончательной установки плоскостей на проектную высоту часто применяют индикаторные устройства. Из микро nivelирования определяют точные высоты выверяемых точек. Сравнивая эти высоты с проектными, находят рабочие отметки, на которые необходимо поднять или опустить эти точки, чтобы секция была на проектном уровне. Над выверяемой точкой устанавливают индикаторное устройство (рис. 143), состоящее из подставки со стойкой, передвигаемого мостика с уровнем и индикатора.

Мостик передвигают до касания штифта индикатора выверяемой точки. Поворотом шкалы стрелку индикатора устанавливают на нуль. Юстировочными клиньями или винтами изменяют высоту секции, добываясь, чтобы отсчет на индикаторе был равен рабочей отметке. Исправление высоты секции проверяют микро nivelиром.

Гидростатическое nivelирование. Как известно, свободная поверхность жидкости всегда устанавливается нормально к направлению силы тяжести и в сообщающихся сосудах располагается на одном уровне независимо от массы жидкости и поперечного сечения сосуда. На этом принципе основано гидростатическое nivelирование, в котором превышение точек определяют непосредственно по поверхности (мениску) жидкости, что позволяет избавиться от ряда ошибок (инструмен-

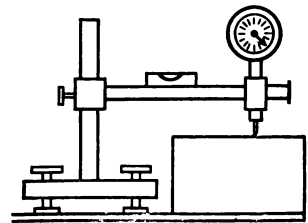


РИС. 143

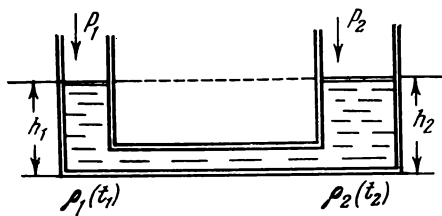


РИС. 144

за время измерения на станции. Однако в действительности факторы, определяющие равновесие гидростатической системы, не постоянны по времени и несколько различны вдоль нивелируемой линии по величине. Это вносит значительные искажения в результаты измерений и усложняет методику наблюдений.

Из основного уравнения гидравлики

$$h_1 + \frac{p_1}{g\rho_1} + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{p_2}{g\rho_2} + \frac{v_2^2}{2g} \quad (\text{VII.68})$$

условие равновесия жидкости в открытых сообщающихся сосудах при установившемся режиме ($v_1 = v_2 = 0$) выражается равенством

$$h_1 + \frac{p_1}{g\rho_1} = h_2 + \frac{p_2}{g\rho_2}, \quad (\text{VII.69})$$

где h_1 и h_2 — геометрические высоты столбов жидкости в первом и втором сосудах от самой низкой точки системы до уровня (мениска) жидкости (рис. 144); p_1 , p_2 ; ρ_1 , ρ_2 ; v_1 , v_2 — соответственно давление, плотность и скорость течения жидкости в сосудах; g — ускорение силы тяжести*.

Для анализа гидростатической системы обычно применяют уравнение

$$p_1 + g\rho_1 h_1 = p_2 + g\rho_2 h_2. \quad (\text{VII.70})$$

Из равенства (VII.69) следует, что поверхность жидкости в сообщающихся сосудах устанавливается на одной высоте ($h_1 = h_2$) лишь при одинаковом давлении ($p_1 = p_2$) и одинаковой плотности жидкости ($\rho_1 \approx \rho_2$), а так как последняя зависит от температуры, то, значит, при строго одинаковой температуре в системе ($t_1 = t_2$).

* Член $\frac{p}{g\rho}$ называют пьезометрической высотой; член $\frac{v^2}{2g}$ — скоростной высотой.

При одном и том же давлении в системе ($p_1 = p_2 = p$)

$$h_1 + \frac{p}{g\rho_1} = h_2 + \frac{p}{g\rho_2} \quad (\text{VII.71})$$

и согласно (VII.70)

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{\rho_2}{\rho_1}, \quad (\text{VII.72})$$

т. е. высоты столбов жидкости обратно пропорциональны их плотностям.

При изменении давления разность высот меняется на величину

$$\Delta h_p = \frac{p_1 - p_2}{g\rho} = \frac{\Delta p}{g\rho}.$$

Выразив разность давления Δp в миллиметрах ртутного столба и массы жидкости (воды), имеем

$$\Delta h_p = \frac{\rho_{рт} \Delta p}{\rho_в} = 13,6 \Delta p. \quad (\text{VII.73})$$

Чтобы получить поправку Δh_p с ошибкой 0,05 мм, ошибка давления не должна превышать

$$\Delta p = \frac{0,05}{13,6} = 0,004 \text{ мм рт. ст.}^*.$$

Аналогично при изменении плотности жидкости

$$\Delta h_p = h \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_1} = \frac{h \Delta \rho}{\rho_1},$$

а так как изменение плотности является функцией перемены температуры Δt , то

$$\Delta h_t = h \frac{\Delta \rho}{\Delta t} \cdot \frac{\Delta t}{\rho}. \quad (\text{VII.74})$$

Величина

$$\frac{\Delta \rho}{\rho} \cdot \frac{1}{\Delta t} = \frac{\Delta V}{V} \cdot \frac{1}{\Delta t} = \beta_t$$

является кубическим коэффициентом расширения жидкости (V — объем ее). Следовательно,

$$\Delta h_t = h \beta_t \Delta t, \quad (\text{VII.75})$$

т. е. перепад температур в сообщающихся сосудах искажает установившуюся поверхность пропорционально высоте столба жид-

* 1 мм рт. ст. = 133,322 Па.

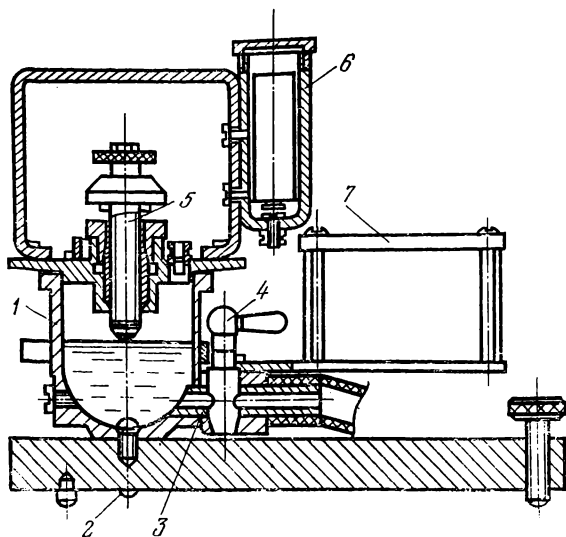


РИС. 145

кости. Поэтому следует стремиться иметь эту высоту минимальной.

Коэффициент β_t не постоянен: он зависит от температуры жидкости. Наиболее малорасширяющейся («инварной») жидкостью является вода при температуре, близкой к $+4^\circ\text{C}$. С повышением температуры коэффициент расширения воды соответственно увеличивается:

| | | | | | |
|---------------------|-------|---------|---------|---------|---------|
| $t, ^\circ\text{C}$ | | 5 | 10 | 20 | 30 |
| β_t | | 0,00001 | 0,00010 | 0,00020 | 0,00030 |

Согласно формуле (VII.75), чтобы величина Δh_t не превосходила 0,05 мм, необходимо при $h=1,2$ м и $\beta_{20^\circ}=0,00020$ соблюдать в сосудах равенство температур с точностью до $0,2^\circ$, а при $h=2,5$ м — до $0,1^\circ$.

Из приведенных расчетов видно, что в высокоточной гидростатической системе необходимо с большой тщательностью учитывать перепады барометрического давления и температуры или принимать меры к тому, чтобы в процессе измерений на станции внешние условия практически не изменялись. Кроме того, следует стремиться, чтобы высота водяного столба была минимальной, располагая соединительные шланги по возможности в одной горизонтальной плоскости с измерительными сосудами.

На рис. 145 показан ртутный нивелир, разработанный в МИИГАиК для точных монтажных работ*. Прибор пред-

* Авторы конструкции М. Д. Крашнин, А. Ф. Нестеров.

ставляет собою металлический сосуд 1 с полусферическим дном, в нижней части которого имеется отверстие с трубкой 3 и крапом 4. От конца трубки идет соединительный шланг ко второму сосуду. Сосуды и шланг заполняются ртутью.

Сверху сосуд закрыт крышкой, в центре которой проходит микрометрический винт 5 с ценой деления головки 0,005 мм. Микрометрический винт заканчивается острием, при помощи которого осуществляется контакт с поверхностью ртути.

Основанием сосуда служит опорная плита с двумя подъемными винтами. На продолжении оси микрометрического винта в плите находится основная опорная точка — полусферическая головка 2, которой прибор устанавливают на нивелируемой точке. При помощи подъемных винтов ось сосуда приводится в отвесное положение по показаниям круглого уровня.

Момент контактирования острия микрометрического винта с поверхностью ртути можно наблюдать визуально через окошко или фиксировать при помощи миллиамперметра 7, замыкая электрическую цепь. Для этого в гильзе 6 помещена батарея, один полюс которой соединен с клеммой миллиамперметра, а второй — с микрометрическим винтом. Если острие последнего касается поверхности ртути, цепь замыкается.

Для измерений устанавливают сосуды опорами на выверенных точках. После горизонтирования прибора открывают краны и ожидают, пока ртуть не примет положения равновесия. Затем в каждом сосуде вращением микрометрического винта контактируют его острие с поверхностью ртути и берут отсчет по головке. Сосуды меняют местами и после успокоения ртути вновь берут отсчеты, по которым вычисляют превышение по формуле (VII.76).

Применение ртути в качестве жидкости в гидростатическом приборе имеет свои преимущества: она менее чувствительна к изменениям давления и температуры. Однако со временем поверхность ртути в сосудах покрывается пленкой окиси, которая препятствует нормальному контакту и снижает точность измерений.

По данным исследований [23], ошибка измерения превышения на станции ртутным нивелиром в закрытых помещениях составляет в среднем 6—7 мкм.

Оригинальная конструкция гидростатического нивелира разработана институтом ЭНИМС. В приборе применены герметические сосуды, которые для выравнивания давления соединяются между собою дополнительным воздушным шлангом. Это изолирует гидростатическую систему от изменяющего ее внешнего давления и повышает точность измерений. Прибор состоит из двух стеклянных сосудов 1 (рис. 146), соединенных между собою жидкостным (водяным) 4 и воздушным 3 шлангами. Каждый сосуд помещается в бронзовом корпусе и сверху герметически закрывается крышкой, в середине которой про-

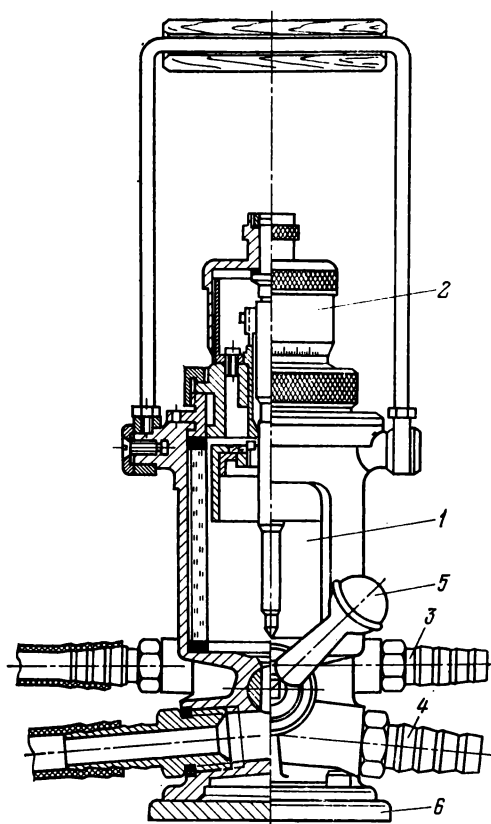


РИС. 146

ходит микрометрический винт с головкой 2. Цена деления винта равна 0,01 мм.

Отсчеты по винту возрастают по мере ввинчивания микрометра.

В нижней части сосуда и корпуса проходит канал, перекрываемый краном 5, который соединяется с водяным шлангом 4. Воздушное пространство в верхней части сосуда посредством ряда проточек и каналов соединяется с отверстием в нижней части прибора и с воздушным шлангом 3.

Момент контактирования острия микрометрического винта с мениском жидкости определяется визуальным путем через окошко.

Основанием прибора служит стальная плита 6. При выверке призматических направляющих к плите привинчивают особую подставку.

По сравнению с ртутным нивелиром МИИГАиК гидростатический прибор ЭНИМС имеет тот конструктивный недостаток, что основание сосудов заканчивается не опорными точками, а площадками, а это при передаче отметок ставит точность измерений в сильную зависимость от чистоты обработки выверяемой поверхности.

Превышения измеряют при прямом и обратном положениях сосудов. Если отсчетам по микрометрическим винтам присваивать название «заднего» и «переднего», то согласно рис. 147, а превышение между точками А и В

$$h = (d_1 - З_1) - (d_2 - П_1),$$

где $З_1$ и $П_1$ — отчеты по головкам заднего и переднего сосудов; d_1 и d_2 — расстояние от нуля шкалы до опорной плоскости сосудов, или

$$h = (П_1 - З_1) + (d_1 - d_2). \quad (a)$$

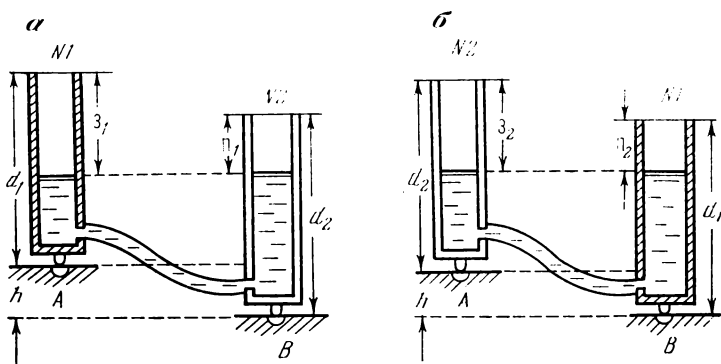


РИС. 147

При перестановке сосудов местами (рис. 147, б)

$$h = (d_2 - З_2) - (d_1 - П_2)$$

или

$$h = (П_2 - З_2) - (d_1 - d_2). \quad (б)$$

Разность $d_1 - d_2$ является местом нуля (МО) прибора. При сборке сосудов стремятся МО свести к минимальной величине. Суммируя и вычитая выражения (а) и (б), находят

$$h = \frac{(П_1 - З_1) + (П_2 - З_2)}{2} = - \frac{(З_1 - П_1) + (З_2 - П_2)}{2} \quad (VII.76)$$

и

$$МО = d_1 - d_2 = \frac{(П_1 - З_1) - (П_2 - З_2)}{2} = - \frac{(З_1 - П_1) - (З_2 - П_2)}{2}.$$

Из формулы определения превышения h следует

$$m_h^2 = \frac{1}{4} (m_{П_1}^2 + m_{З_1}^2 + m_{П_2}^2 + m_{З_2}^2). \quad (VII.77)$$

Приняв $m_{П_1} \approx m_{П_2} \approx m_{З_1} \approx m_{З_2} = m_0$, получим

$$m_h = m_0,$$

т. е. ошибка определения превышения гидростатическим прибором равна ошибке отсчета по одному из сосудов.

Основными источниками ошибок гидростатического нивелирования являются:

1) неравновесие жидкости в сосудах и влияние явления капиллярности;

2) неточность контактирования острия винта и мениска жидкости;

3) влияние ошибок установки прибора на нивелируемой поверхности;

4) влияние перепадов давления и температуры.

Исследования показывают*, что колебательный процесс в гидростатической системе практически прекращается через 2—3 мин после установки прибора. При диаметре сосудов более 30—40 мм и одинаковых условиях наблюдений действие капиллярности на точность нивелирования пренебрегаемо мало. Следовательно, при надлежащей постановке измерений влияние первого источника ошибок несущественно.

Ошибки контактирования острия винта с мениском жидкости (воды) при медленном ввинчивании составляют около 2—3 мкм.

Влияние ошибок установки прибора на точность измерения превышения зависит от чистоты обработки выверяемой поверхности. Так как сосуды опираются площадками, то неровность поверхности оказывает значительное влияние на точность нивелирования. Величина этого влияния для каждого конкретного случая должна быть исследована и приняты меры к ее уменьшению.

В герметических системах главным источником ошибок гидростатического нивелирования является колебание температуры. По опытным данным, в закрытых помещениях, где более или менее сохраняется постоянство температуры, гидростатический прибор при тщательной работе и высоком классе обработки нивелируемой поверхности может обеспечить измерение превышений на станции со средней квадратической ошибкой порядка 0,02—0,03 мм.

Так как прибор очень чувствителен к изменению температурных условий, то измерения на открытых площадках сопровождаются большими систематическими ошибками. В солнечную погоду результаты наблюдений так сильно изменяются, что без специальной термической защиты прибор нельзя применять для точных измерений. При этом с повышением температуры имеет место тенденция к уменьшению измеряемого превышения.

Перспективной является конструкция широкопредельного гидростатического прибора, разработанного в Киевском инженерно-строительном институте**. В этом приборе для ослабления влияния температуры сосуды соединены сложным шлангом, внутри которого проходит жидкостный шланг малого диаметра, а вокруг него — воздушный шланг большого диаметра. Последний одновременно служит термозащитным средством. Для равномерного распределения воздушных промежутков между шлангами помещены диафрагмы с отверстиями для свободного прохода воздуха.

* Левчук Г. П. О точности гидростатического нивелира ЭНИМС. — Труды МИИГАиК, вып. 50, 1962, с. 21—33.

** Назарчук А. А. Широкопредельный высокоточный монтажный гидростатический нивелир. — Инженерная геодезия, № 4, Киев, 1967, с. 71—75.

Самым распространенным наполнителем гидростатических систем является вода с добавлением антисептика (формалина, карболовой кислоты).

При отрицательных температурах используют различные спирты или антифризную жидкость.

В настоящее время созданы различные конструкции переносных и стационарных гидростатических приборов [4]. В них используются различные принципы фиксации положения уровня жидкости:

1. Визуальный способ фиксации со снятием отсчетов по шкалам сосудов. Применяются сосуды с одной или для уменьшения паралакса двумя шкалами, награвированными на противоположных сторонах стеклянных трубок. Достоинством является простота конструкции сосудов, недостатком — сравнительно малая точность определения превышений (0,3—0,5 мм).

2. Визуально-контактный способ фиксации положения уровня со снятием отсчетов микрометренным винтом, конец которого выполняется в виде острого полированного конуса. Микрометренный винт крепится сверху по центру сосуда таким образом, чтобы совпадали их вертикальные оси. Этот способ нашел широкое применение как в отечественной, так и в зарубежной практике. Он обеспечивает высокую точность измерения уровня жидкости в сосуде (около 0,01 мм).

3. Электроконтактный способ фиксации положения уровня жидкости. Этот способ обеспечивает высокую точность измерения превышений (около 0,04 мм) и дает возможность автоматизировать процесс измерений. Жидкость должна быть электропроводной.

4. Способы фиксации уровня жидкости с использованием емкостных или индуктивных датчиков. Достоинством способа является возможность дистанционного получения информации о положении уровня жидкости в сосуде. Однако в этом способе точность измерений зависит от многих внешних факторов (температуры, влажности, ионизации среды и т. д.).

5. Поплавковые способы фиксации уровня жидкости. Эти способы позволяют автоматизировать процесс измерений. Однако при использовании поплавков возможны их перекосы, возникает трение их о стенки сосудов, а это может вызвать грубые ошибки в определении превышений.

6. Способы фиксации уровня жидкости с применением фотоэлектрических датчиков. Эти датчики обеспечивают высокую точность измерений и позволяют автоматизировать процесс измерений.

На основе электроконтактного и фотоэлектрического способов фиксации положения уровня жидкости в СССР созданы высокоточные стационарные гидростатические системы, позволяющие автоматизировать процесс дистанционного определения превышения точек, которые с успехом применяют для исследо-

вания деформаций прецизионных установок и сооружений и обеспечивают точность порядка 50 мкм и высокую производительность измерений (см. § 61).

§ 52. СПОСОБЫ УСТАНОВКИ И ВЫВЕРКИ КОНСТРУКЦИЙ ПО ВЕРТИКАЛИ

Строительные конструкции и оси технологического оборудования устанавливают в вертикальное положение различными способами в зависимости от требуемой точности: по нитяному отвесу, при помощи наклонного проектирования теодолитом, способом бокового нивелирования, по оптической вертикали зенит-прибора.

Применение нитяного отвеса. Наиболее простая установка в вертикальное положение строительных конструкций производится по нитяному отвесу. Чтобы уменьшить влияние основного источника ошибок этого способа — колебания нити под влиянием воздушных потоков, используют тяжелые отвесы.

Нить отвеса подвешивают к оголовке конструкции на небольшой консоли (10—15 см), приваренной или привинченной к колонне, и линейкой измеряют расстояние от грани колонны до нити отвеса вверху и в основании, по разности которых определяют линейную величину наклона. Точность вертикальной установки при помощи отвеса составляет в среднем около $1/1000$ высоты. Способ применяют для предварительного монтажа конструкций.

Более точные результаты дает струнный (механический) отвес с переносным координатометром (см. § 67).

Для автоматизации и повышения точности измерений в последние годы находят применение электронный отвес (центрир), в котором вертикаль задается подвешенной стальной (ферромагнитной) нитью, а отклонение от нее выверяемой конструкции измеряется при помощи индуктивного (или емкостного) датчика, жестко связанного с этой конструкцией. Стальная нить подвешивается в верхней части конструкции и натягивается тяжелым грузом, который для гашения колебаний погружается в бак с вязкой жидкостью.

В качестве рабочего элемента (якоря) нить пропускается через зазор между двумя катушками индуктивности, включенными по дифференциальной мостовой схеме. Последняя регулируется таким образом, чтобы при среднем положении струны разность протекающего через катушки тока была равна нулю и выходной сигнал отсутствовал (регистрирующий прибор показывал бы нулевой отсчет). При отклонении конструкции от вертикали изменяется положение катушек относительно струны отвеса, в результате чего по линейному закону меняется напряжение индуктивного датчика, по величине которого определяется смещение выверяемой конструкции относительно координат.

натных осей. Это смещение фиксируется самописцем или визуально отсчитывается по шкале миллиамперметра.

Как и во всех струнных способах, главным источником ошибок здесь является колебание нити отвеса, и следует принимать все меры предосторожности, чтобы уменьшить амплитуду этого колебания. В благоприятных внешних условиях и при тщательной регулировке датчика электронный отвес обеспечивает высокую точность измерений (при общем диапазоне смещений до 10 мм инструментальная ошибка не превышает 0,1 мм).

Способ вертикального проектирования наклонным лучом. Наиболее часто установку и выверку осей конструкций по вертикали выполняют при помощи теодолита. Прибор устанавливают на некотором расстоянии от конструкции (не менее ее высоты) и тщательно горизонтируют. Визирную ось наводят на нижнюю осевую метку и, поднимая трубу, отмечают точку на верху конструкции. Аналогичное проектирование производят при другом круге и фиксируют среднюю из двух точек. Расстояние этой точки от оси конструкции показывает, насколько необходимо наклонить последнюю в плоскости, перпендикулярной к коллимационной, чтобы ее ось заняла отвесное положение.

При выверке вертикальности осей, наоборот, проектируют при двух кругах верхнюю осевую точку вниз, на основание. Отклонение Δ_l точки от проектного положения оси характеризует линейную величину наклона конструкции (рис. 148).

В угловой мере наклон

$$\gamma = \frac{\Delta_l}{h} \rho. \quad (\text{VII.78})$$

Таким же образом выверяют вертикальность в плоскости, перпендикулярной к первой.

Основными источниками ошибок способа являются:

- 1) наклон вертикальной оси вращения теодолита (m_y);
- 2) влияние ошибок визирования (m_b);
- 3) нестворность установки теодолита ($m_{\Delta l}$),
- 4) фиксирование осевых меток (m_ϕ);
- 5) влияние рефракции (m_r).

Влияние наклона вертикальной оси теодолита является наиболее существенным источником ошибок, не устраняемым визированием при двух кругах. Как известно, влияние наклона i вертикальной оси теодолита относительно отвесной линии в данной точке на измеряемое направление выражается формулой

$$\Delta_y'' = \frac{i''}{\operatorname{tg} z}, \quad (\text{a})$$

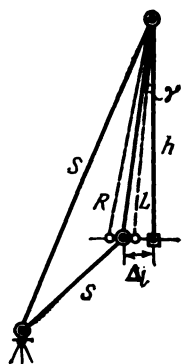


рис. 148

где z — зенитное расстояние на наблюдаемую точку.

При проектировании направления на верхнюю осевую точку

$$\operatorname{tg} z = \frac{l}{h}, \quad (б)$$

где h — высота верхней осевой точки; l — горизонтальное проложение от теодолита до выверяемой конструкции. Подставив значение (б) в (а), получим

$$\Delta_y'' = \frac{i'' h}{l}$$

или в средних квадратических ошибках

$$m_y'' = \frac{m_i'' h}{l}. \quad (\text{VII.79})$$

При визировании на нижнюю осевую метку зенитное расстояние $z \approx 90^\circ$, $h=0$ и, следовательно, величина Δ_y близка к нулю и ею можно пренебречь.

Так как приведение вертикальной оси теодолита в отвесное положение производится по уровню (накладному или на горизонтальном круге), то

$$i'' = b\tau'', \quad (в)$$

где b — отклонение средней точки пузырька уровня от нуля-пункта ампулы (в делениях шкалы); τ'' — цена деления уровня.

При наведении теодолита на верхнюю точку за счет неточностей в обработке осей уровень может несколько отклониться от нуля-пункта. Однако его нельзя поправлять подъемными винтами, как это делают в нивелирах, так как при этом будет сбито начальное ориентирование на нижнюю метку. Обычно требуют, чтобы предельная величина этого отклонения не превышала одного деления, т. е. для производственных условий можно принять среднюю квадратическую величину отклонения пузырька уровня от нуля-пункта при выверках не больше половины деления,

$$m_i'' = m_b \tau'' = 0,5\tau''. \quad (г)$$

Подставив значение (г) в (VII.79), имеем

$$m_y'' = \frac{0,5\tau'' h}{l} \quad (\text{VII.79}')$$

или в линейной мере

$$m_y = \frac{m_y'' l}{\rho''} = \frac{0,5\tau'' h}{\rho''}. \quad (\text{VII.80})$$

При заданной ошибке m_y по формуле (VII.80) можно подсчитать необходимую цену деления уровня теодолита для этих работ. Например, при $m_y = 2$ мм и $h = 50$ м

$$\tau = \frac{2 \cdot 206\,000}{0,5 \cdot 50\,000} = 16'',$$

т. е. нужно применять теодолит типа Т2, в котором на алидаде стоит уровень такой чувствительности.

При $m_y = 1$ мм и той же высоте конструкции будет $\tau = 8''$; необходимо пользоваться теодолитом типа Т1 или ставить на горизонтальную ось вращения трубы накладной уровень с такой ценой деления.

Ошибка визирования при проектировании вертикали, как и в створных построениях (см. § 42), равна

$$m_B'' = \frac{20'' \sqrt{2}}{v}$$

или в линейной мере

$$m_B = \frac{20'' \sqrt{2}}{v} \frac{s}{\rho''}, \quad (\text{VII.81})$$

где $s = \sqrt{l^2 + h^2}$ — наклонное расстояние от теодолита до верхней точки конструкции, v — увеличение зрительной трубы.

Влияние нестворности установки теодолита на точность вертикального проектирования зависит от плана расположения осевых точек. Если выверяемые нижняя и верхняя точки принадлежат одной вертикали, то теодолит может быть установлен в произвольном месте, откуда хорошо видны только эти точки.

Если же нижняя осевая точка и верхняя выверяемая находятся на разных вертикалях, например первая O_1 (рис. 149) на срезе цоколя фундамента, а вторая O — в середине конструкции, то на точность вертикального проектирования наклонным лучом оказывает влияние ошибка $\Delta_{ц}$ установки теодолита в створе этих точек. Пусть прибор вследствие ошибок центрирования установлен в точке C' (вместо C); ориентируя теодолит по нижней осевой точке O_1 , наклонным проектированием получают верхнюю точку O' (вместо проектной O). Из рис. 149 следует, что

$$\frac{\Delta_l}{\Delta_{ц}} = \frac{r}{l}$$

или в средних квадратических ошибках

$$m_{\Delta_l} = m_{ц} \frac{r}{l}, \quad (\text{VII.82})$$

где r — расстояние на горизонтальной плоскости между проекциями закрепленной осевой точки и выверяемой.

Если необходимо иметь $m_{\Delta_l} = 2$ мм, то при $l = 100$ м и $r =$

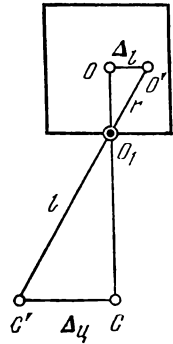


РИС. 149

=20 м средняя квадратическая ошибка центрирования теодолита в створе O_1O не должна превышать

$$m_{ц} = \frac{m_{\Delta} l}{r} = \frac{2 \cdot 100}{20} = 10 \text{ мм.}$$

Такая точность центрирования легко достижима, и влиянием этого источника ошибок можно пренебречь, при этом нужно помнить, что если в выверяемой конструкции верхняя и нижняя точки не лежат на одной вертикали, то теодолит необходимо устанавливать пусть приближенно, но в створе выверяемых вертикалей (осей).

В способе наклонного проектирования следует также учитывать ошибки фиксирования осевых меток или ошибки отсчетов при использовании шкаловых палеток. Величина этих ошибок незначительная и обычно не превышает 1—2 мм.

При вертикальном проектировании осей визирный луч часто проходит вблизи металлических и железобетонных конструкций, и большое влияние на точность работ, особенно на открытых площадках, оказывает боковая рефракция. Поэтому высокоточную выверку конструкций необходимо проводить в такое время, когда это влияние минимально (в пасмурную погоду, в утренние и вечерние часы).

Общая суммарная ошибка построения вертикали наклонным лучом теодолита равна

$$m^2 = m_y^2 + m_n^2 + m_{\phi}^2 + m_r^2. \quad (\text{VII.83})$$

Например, при вертикальном проектировании теодолитом Т2 ($v=25^\times$, $\tau=16''$), высоте конструкции $h=50$ м и отстоянии теодолита $l=100$ м ($s=110$ м) получим $m_y=2$ мм; $m_n=0,6$ мм. Приняв $m_{\phi}=1,5$ мм и $m_r=1,5$ мм, по формуле (VII.83) находим

$$m = \sqrt{4 + 0,4 + 2 + 2} \approx 3 \text{ мм.}$$

Способ бокового нивелирования. Для вертикальной выверки строительных конструкций часто применяют способ бокового нивелирования. На выверяемом участке на некотором расстоянии l от оси ряда (около 1 м) разбивают параллельную ось, закрепляя ее в начале и в конце знаками (рис. 150). На эти знаки устанавливают и тщательно центрируют теодолит и визирную марку.

Теодолит ориентируют по марке и, поднимая или опуская зрительную трубу, берут отсчеты по переносной рейке, последовательно устанавливаемой в нижней и верхней частях каждой колонны перпендикулярно к ее боковой поверхности.

Разность отсчетов по рейке вверху и внизу колонны характеризует ее поперечный наклон в линейной мере

$$\Delta l = b_n - b_v, \quad (\text{VII.84})$$

а колебание разностей Δa

$$\Delta a = l - b_n \quad (\text{VII.85})$$

показывает точность плановой установки основания конструкций.

В этом способе выверку продольного наклона колонн вдоль ряда выполняют линейными промерами между осевыми метками в основании и верхней плоскости конструкций, при этом вертикальность начальной и конечной колонн дополнительно выверяют теодолитом.

Основными ошибками способа бокового нивелирования являются:

1) ошибка построения параллельного створа (m_l);

2) ошибка центрирования теодолита и редукции визирной марки ($m_{ц.р}$);

3) ошибка горизонтирования прибора (m_y);

4) ошибка за наклон рейки (m_n);

5) ошибка отсчета по боковой рейке (m_o);

6) ошибка за влияние рефракции (m_r).

При определении наклона конструкции по формуле (VII.84) основное влияние оказывают четыре последние ошибки (m_y , m_n , m_o , m_r). Первые ошибки (m_l , $m_{ц.р}$) одинаково искажают как нижние, так и верхние отсчеты и исключаются в разностях. Поэтому

$$m_{\Delta I}^2 = m_y^2 + 2m_o^2 + 2m_n^2 + m_r^2. \quad (\text{VII.86})$$

Влияние точности горизонтирования прибора на ошибку в отсчете по верхней рейке может быть подсчитано по формуле (VII.80)

$$m_y = \frac{0,5\tau''h}{\rho''},$$

где h — высота конструкции. При $h=20$ м; $\tau=15''$ ошибка $m_y=0,7$ мм.

Ошибка за наклон рейки подсчитывается по известной формуле

$$m_n = \frac{bv^2}{2\rho^2}. \quad (\text{VII.87})$$

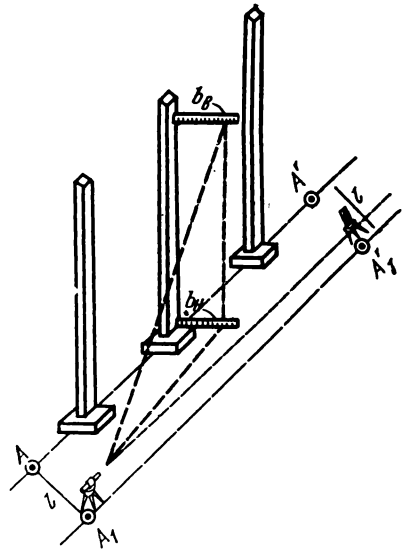


РИС. 150

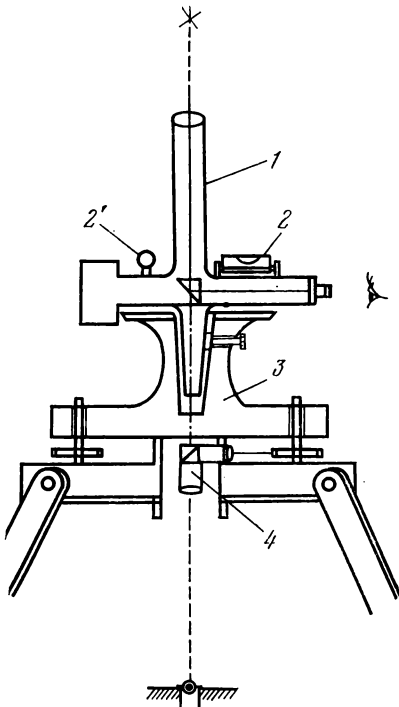


Рис. 151

где b — величина отсчета по рейке (обычно $b \leq l$); ν — угол наклона рейки в горизонтальной плоскости от нормали к линии визирования.

Для установки перпендикулярно к граням колонн рейка оборудуется особыми угольниками, которые обеспечивают точность этой установки около 2° . Приняв $\nu = 2^\circ$ и $b = 1000$ мм, получим $m_n = 0,5$ мм.

Допуская расстояние l от теодолита до рейки не более 75—100 м, ошибку отсчета можно подсчитать по эмпирической формуле*

$$m_o = 0,03t + 0,2 \frac{l_{(м)}}{\nu}, \quad (\text{VII.88})$$

где t — цена деления рейки; ν — увеличение зрительной трубы.

Приняв $t = 10$ мм; $l = 75$ мм; $\nu = 25^x$, получим $m_o = 0,9$ мм.

Влияние рефракции на отсчет по нижней и верхней рейкам, как правило, будет разным. Это разностное влияние m_r и необходимо учитывать в формуле (VII.86). Примем $m_r = 0,5$ мм. Подставив численные значения ошибок m_γ ; m_n ; m_o и m_r в формулу (VII.86), находим

$$m_{\Delta_1} = \sqrt{(0,7)^2 + 2 \cdot (0,5)^2 + 2 \cdot (0,9)^2 + (0,5)^2} = 1,7 \text{ мм.}$$

При вычислении планового поперечного смещения основания конструкции по формуле (VII.85) на точность результата влияют главным образом ошибки m_l , $m_{ц.р}$, m_n и m_o . Следовательно,

$$m_{\Delta_a}^2 = m_l^2 + m_{ц.р}^2 + m_n^2 + m_o^2. \quad (\text{VII.89})$$

Приняв $m_o = 0,9$ мм, $m_n = 0,5$ мм, $m_l = 0,5$ мм и $m_{ц.р} = 0,5\sqrt{2}$, по формуле (VII.85) имеем

$$m_{\Delta_a} = \sqrt{(0,5)^2 + (0,5)^2 \cdot 2 + (0,9)^2 + (0,5)^2} = 1,35 \text{ мм.}$$

* Башлавин Л. А. Экспериментальные исследования случайных ошибок нивелирования III класса. — Тр. МИИГАиК, вып. 14, М., 1952.

Из этих примеров видно, что на расстоянии до 100 м способ бокового нивелирования теодолитом Т2 обеспечивает выверку конструкций высотой 20 м с точностью порядка 1,5—2 мм.

Способ оптической вертикали. При строительстве высотных зданий и высоких сооружений для передачи плановых координат с одного монтажного горизонта на другой и для выверки

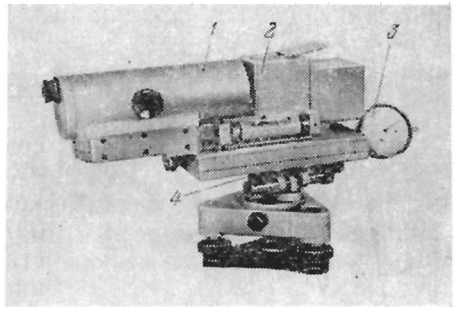


РИС. 152

конструкций по вертикали применяют оптические приборы вертикального проектирования — зенит-приборы.

Основными частями уровненного зенит-прибора* являются: ломаная зрительная труба 1 (рис. 151) с направленной вверх линией визирования; два взаимно перпендикулярных высокоточных уровня 2 и 2' с ценой деления τ , равной 3—5", подставка 3 с оптическим центриром 4. Увеличение зрительной трубы 30—40 \times .

Уровненные зенит-приборы обеспечили высокую точность строительства и монтажа здания МГУ и других высотных домов.

В МИИГАиК разработаны и изготовлены зенитные центрировочные приборы (ОЦП, зенит-ОЦП, рис. 152)**, в которых в качестве зрительной трубы использованы нивелирные трубы 1 с компенсаторами. Самоустанавливающаяся в горизонтальное положение линия визирования поворачивается в вертикальном направлении при помощи пентапризмы 2. Для центрирования над опорной точкой прибор имеет микрометрические перемещения 4 вдоль поперечной и продольной осей, которые фиксируются отсчетами по индикатору 3 при четырех положениях прибора: 0—180° и 90—270°. Среднее из этих попарных отсчетов соответствует направлению на центр знака.

В прибор оптического вертикального проектирования (ПОВП), созданный на базе ОЦП, в оптическую систему введена преломляющая призма со строго фиксированными двумя положениями. При первом положении линия визирования направлена вертикально (в зенит), при втором — точно в надир, что позволяет передавать координаты исходного опорного пункта на пункт монтажного горизонта. Проектирование вертикали ведут при четырех положениях прибора с отсчетами по координатной палетке, закрепленной на монтажном горизонте.

* Первые зенит-приборы изготовлены заводом «Аэрогеоприбор» в 1948 г., конструкция ЦНИИГАиК.

** Авторы конструкции Н. Н. Лебедев и А. В. Мещеряков.

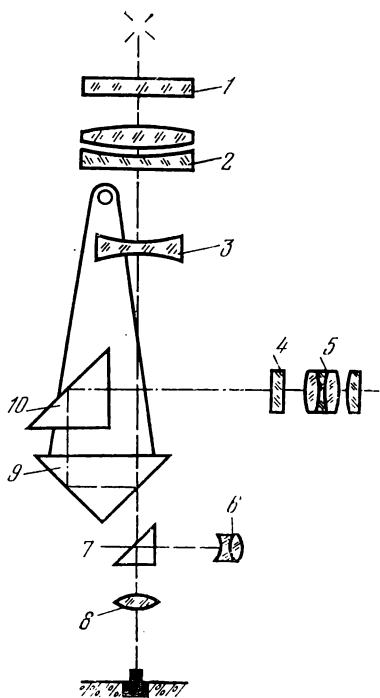


РИС. 153

По этим отсчетам вычисляют координаты x , y проектируемой вертикали, по которым ее наносят на палетку.

Зенит-прибор PZL (PZL 100) создан Народным предприятием «Карл Цейсс» (ГДР) на базе компенсационного нивелира Ni 007, в котором автоматическая стабилизация вертикальной линии визирования осуществляется подвешенной призменной системой. Оптическая схема прибора показана на рис. 153, где: 1—5 — зрительная труба; 6—8 — оптический центр; 9—10 — компенсатор. Увеличение зрительной трубы $31,5\times$. Прибор снабжен стеклянным лимбом с точностью отсчета по шкаловому микроскопу $1'$ (цена деления $10'$), имеет круглый уровень ($\tau=8'$) и для более точного горизонтирования — цилиндрический ($\tau=30''$). Предел работы компенсатора $\pm 10'$. Центрирование прибора производится при помощи

оптического центра, вмонтированного в трегер. Ошибка работы компенсатора составляет около $0,5''$. Из опыта прибор обеспечивает установку вертикали при высоте сооружения до 100 м порядка 1 мм. Вертикаль задается при четырех положениях трубы (через 90°).

Перспективными являются лазерные зенит-приборы, изготовленные на базе компенсационных нивелиров и снабженные фотоэлектрическими регистраторами светового потока.

Зенит-прибор типа PZL должен удовлетворять основному требованию: вертикальная часть линии визирования должна совпадать с осью вращения прибора и линией центрирования.

Для построения зенит-прибором оптической вертикали в намеченных направлениях оставляют в перекрытиях небольшие сквозные отверстия. Прибор центрируют над исходной опорной точкой, приведя линию визирования в отвесное положение. На монтажном горизонте выводят на оптическую вертикаль особые консольные марки. Часто вместо марок укрепляют прозрачные палетки с сеткой прямоугольных координат, по которым отсчитывают положение проектируемой вертикали. Для контроля и повышения точности установки отсчеты по палетке про-

изводят при четырех положениях окуляра и фиксируют среднюю точку.

Из опыта установлено, что при высоте сооружения h до 100 м инструментальная точность зенит-приборов может быть выражена уравнением

$$m = 0,5 \cdot 10^{-5} h. \quad (\text{VII.90})$$

От вынесенных по вертикали опорных точек развивают на монтажном горизонте необходимые сети микротрилатерации и производят вертикальную установку и выверку строительных конструкций.

Основными ошибками способа оптического вертикального проектирования являются ошибки:

- 1) центрирования прибора над исходным пунктом ($m_{ц}$);
- 2) горизонтирования прибора по уровню ($m_{у}$) или приведения линии визирования компенсатором в вертикальное положение ($m_{к}$);
- 3) визирования на марку ($m_{в}$) или отсчета по штрихам палетки ($m_{о}$);
- 4) влияния внешних условий ($m_{вн}$);
- 5) фиксирования точки ($m_{ф}$).

В общем виде ошибка оптической вертикали

$$m^2 = m_{ц}^2 + m_{к}^2 + m_{в}^2 + m_{вн}^2 + m_{ф}^2. \quad (\text{VII.91})$$

Ошибка центрирования прибора, снабженного оптическим центриром, как обычно, $m_{ц} = 0,5$ мм.

Ошибка горизонтирования для уровенного зенит-прибора с ценой деления ампулы τ

$$m_{у} = \frac{0,2\tau h}{\rho}, \quad (\text{VII.92})$$

для компенсационного зенит-прибора

$$m_{к} = \frac{m_{к} h}{\rho},$$

где h — высота марки или палетки над прибором.

Для $m_{у} \approx m_{к} = 1''$ и $h = 100$ м имеем

$$m_{к} = \frac{1'' \cdot 100\,000}{206\,000} = 0,5 \text{ мм.}$$

Ошибка визирования на марку в средних условиях видимости может быть принята

$$m_{в}'' = \frac{30}{v} = 1''$$

или в линейной мере при $h = 100$ м

$$m_{в} = \frac{30''}{v} \cdot \frac{h}{\rho''} = 0,5 \text{ мм.}$$

Ошибка отсчета по палетке может быть подсчитана по эмпирической формуле *

$$m_0 = 0,015t + \frac{0,13h}{v}, \quad (\text{VII.93})$$

где t — цена деления палетки; h — высота в метрах, оптимальное значение $t_{(\text{мм})} = 0,1h_{(\text{м})}$. При $h = 100$ м; $v = 31; 5$; $t = 10$ мм

$$m_0 = 0,15 + \frac{0,13 \cdot 100}{31,5} = 0,56 \text{ мм.}$$

Как видно, ошибка отсчета по палетке близка к ошибке визирования на марку.

Большое влияние на точность построения оптической вертикали оказывают внешние условия: боковая рефракция, колебания изображения, деформация сооружения под влиянием неоднородного солнечного нагрева и воздействия ветровой нагрузки. Для уменьшения этого влияния стремятся вертикальное проектирование производить в благоприятных условиях: в пасмурную безветренную погоду. При не совсем благоприятных условиях рекомендуется вертикальное проектирование выполнять не на всю высоту сооружения, а последовательно, через несколько ярусов.

Для приближенных расчетов примем $m_{\text{вн}} = 0,5$ мм.

Ошибка фиксирования вертикальной оси на монтажном горизонте может быть принята также около 0,5 мм ($m_{\text{ф}} = 0,5$ мм). Таким образом, суммарное влияние всех источников ошибок при высоте сооружения $h = 100$ м согласно формуле (VII.91) будет равно

$$m = 0,5 \sqrt{5} = 1,1 \text{ мм,}$$

что соответствует ранее приведенным опытным данным.

ГЛАВА VIII

ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ. СОСТАВЛЕНИЕ ИСПОЛНИТЕЛЬНЫХ ГЕНЕРАЛЬНЫХ ПЛАНОВ

§ 53. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ

Исполнительные съемки проводятся для установления точности вынесения проекта сооружения в натуру и выявления всех отклонений, допущенных в процессе строительства, а также для определения фактических координат и отметок по-

* Прудников Г. Г. О точности геодезических построений при возведении высотных сборных зданий. Автореф. дис. на соиск. уч. степени канд. техн. наук. М., 1974.

строенных объектов, размеров отдельных частей, расстояний между колодцами подземных сетей и других аналитических данных, необходимых для составления исполнительной документации. Исполнительные съемки ведутся в процессе строительства по мере окончания отдельных этапов строительных и монтажных работ (котлованов и траншей, фундаментов конструкций) и завершаются окончательной планово-высотной съемкой готового сооружения.

Геодезической основой исполнительных съемок являются:

а) в пределах отдельных зданий, цехов, установок — закрепленные оси фундаментов и сеть рабочих реперов;

б) в пределах строительной площадки — пункты разбивочной основы, дополненные полигометрическими и нивелирными ходами;

в) за пределами строительной площадки — пункты геодезического обоснования, созданного в процессе изысканий для съемочных и трассировочных работ, а также специально развитые плановые и высотные сети.

Исполнительная съемка обычно производится с пунктов геодезического обоснования аналитическими способами: полярным способом, промерами по перпендикулярам и створам, линейными и угловыми засечками. Отметки точек определяют геометрическим нивелированием от ближайших реперов. Съемка подсобных построек, расположенных за пределами площадки, может быть произведена и методом мензульной съемки в масштабе составления исполнительного плана.

Геодезическая основа и способы съемок по точности должны обеспечить на промышленных и городских площадках составление исполнительного плана в масштабе 1 : 500, на площадках гидроузлов, аэродромов, мостовых переходов — в масштабе 1 : 1000—1 : 2000.

При исполнительных съемках особое внимание обращают на так называемые скрытые элементы сооружения: котлованы, фундаменты, подземные трубопроводы, кабельные линии, которые должны быть засняты до засыпки их земель.

В подземных коммуникациях определяют координаты углов поворота, центров узловых колодцев, мест пересечений с другими коммуникациями. Измеряют диаметры труб и расстояния между колодцами. Выявляют вводы отдельных сетей в здания и сооружения. Нивелированием находят отметки дна и бровок котлованов и траншей, лотков и крышек колодцев, верха труб. В воздушных трубопроводах и линиях электропередач проверяют расстояния между опорами, отметки траверсов, габариты приближений.

На дорожных линиях проверяют элементы кривых, привязывают к геодезической основе вершины углов поворота, точки пересечений и примыканий, центры стрелочных переводов

железных дорог, определяют отметки головок рельсов и дорожного полотна. В местах, где около зданий и наземных сооружений проходит железнодорожная линия, промеряют расстояние от оси линии или крайнего рельса до ближайшего выступа здания, чтобы установить, выдержан ли габарит приближения строений, т. е. соблюдено ли минимальное расстояние, обеспечивающее движение подвижного состава. Для нормальной колеи габарит приближения вновь строящихся зданий равен 3 м.

Исполнительная съемка выполненной вертикальной планировки ведется методом нивелирования поверхности и проложения отдельных ходов по характерным точкам. Отметки берут по отмошкам зданий; в местах пересечений и переломов профиля дорог, тротуаров, проездов; по дну открытых лотков, водоотводных каналов, кюветов, у решеток дождеприемников. В открытых местах нивелирование производится по квадратам со сторонами 10—20 м или по поперечникам.

В фундаментах определяют положение всех закладных частей и их отметки, а также проверяют размеры строительных блоков, проемов, шахт и т. д.; отметки основания, верха, опорных площадок фундамента. В зданиях привязывают к геодезическим пунктам все углы для определения их координат, а также производят промеры по периметру на уровне цоколя, фиксируя в абрисе размеры всех выступов и проемов. При этом требуется, чтобы относительная разность в длине здания, полученная в результате промеров рулеткой и вычисленная по координатам углов, не превышала $\frac{1}{1500}$. Для достижения такой точности необходимо, чтобы относительная ошибка взаимного положения пунктов геодезического обоснования, к которым привязываются углы здания, была не ниже $\frac{1}{3000}$.

В сооружениях, имеющих круглую форму, определяют координаты центра и длину радиуса.

В установленных конструкциях определяют положение геометрических осей верхнего и нижнего сечений колонн, панелей, рам, ферм, арок, отдельно стоящих фундаментов под оборудование относительно разбивочных осей, а также взаимное их расположение, отметки верхних опорных поверхностей указанных элементов, перекрытий и др. При определениях положения конструкций в плане применяются традиционные способы: полярный, засечек, перпендикуляров, створов и др.

Для определения вертикальности колонн, панелей и других аналогичных конструкций применяют способ наклонного проектирования и бокового нивелирования.

При возведении сборных зданий и сооружений при исполнительной съемке осуществляют также контроль геометрических параметров в узлах сопряжений конструкций. При этом контролируются размеры зазоров между соединяемыми конструкциями, уступов, площадок опирания конструкций и т. д. Эти

измерения производятся с помощью металлической линейки, угольника и отвеса.

Исполнительная съемка положения технологического оборудования выполняется геодезическими методами от знаков, закрепляющих основные и параллельные оси, или от пунктов опорной или разбивочной сетей. Контроль от основных технологических осей чаще выполняют по геодезическим знакам на технологическом оборудовании, применяя струнно-оптический или оптический способы. При наличии закрепленных параллельных осей съемка оборудования может выполняться достаточно быстро при использовании различных шаблонов.

Во многих случаях для характеристики расположения оборудования и конструкции сооружения в целом вычисляют параметры различного рода вероятнейших оформляющих поверхностей. Так, для сооружений прямолинейного типа вычисляются параметры вероятнейшей прямой

$$y = Ax + C. \quad (\text{VIII.1})$$

Для нахождения величин A и C решается система нормальных уравнений

$$\left. \begin{aligned} [xx] A + [x] C - [xy] &= 0, \\ [x] A + nC - [y] &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.2})$$

где x и y — соответственно абсциссы и ординаты точек (элементов оборудования или конструкций); n — число всех наблюдаемых точек. Уклонение любой точки от вероятнейшей прямой вычисляется из уравнения

$$\Delta y_j = y_j - Ax_j - C, \quad (\text{VIII.3})$$

где y_j — ордината точки j .

Для характеристики положения оборудования или конструкций по высоте вычисляют оформляющую в виде вероятнейшей плоскости, уравнение которой имеет вид

$$Ax + By + C = H, \quad (\text{VIII.4})$$

где x , y , H — координаты точек.

Параметры A , B и C определяются по методу наименьших квадратов. Уклонения точек по высоте относительно вероятнейшей плоскости рассчитываются из уравнений

$$\Delta H_j = H_j - (Ax_j + By_j + C). \quad (\text{VIII.5})$$

Аналогичным образом можно рассчитать параметры вероятнейших оформляющих поверхностей любого вида.

Одновременно с исполнительными съемками ведется журнал отступлений от проекта, в котором по каждому сооружению указывают для важнейших элементов размеры отклонений от проектного положения в плане и по высоте. Если размеры этих отклонений не превышают допусков, установлен-

ных Строительными нормами и правилами, то отмечают, что отклонений нет.

Допустимая средняя квадратическая ошибка геодезического контроля положения строительных конструкций должна определяться по формуле (см. § 40)

$$m = \frac{1}{5}\delta, \quad (\text{VIII.6})$$

где δ — допускаемое отклонение от проекта в положении конструкции, взятое из соответствующей главы СНиП.

§ 54. СОСТАВЛЕНИЕ ИСПОЛНИТЕЛЬНЫХ ГЕНЕРАЛЬНЫХ ПЛАНОВ

В зависимости от размеров и типа предприятия, а также принятых методов проектирования рабочий проект генерального плана предприятия составляют в масштабе 1 : 500 на всю площадку или общий план в масштабе 1 : 1000, а на отдельные сложные объекты дополнительно составляют детальные генеральные планы в масштабе 1 : 200 — 1 : 500.

Проектный генеральный план разрабатывается и уточняется на всех стадиях проектирования, он является основным документом для вынесения проекта в натуру.

Исполнительный генеральный план составляют в результате исполнительных съемок, законченных строительством постоянных и временных сооружений. В отличие от проектного генплана, на котором здания наносят по осям стен, а инженерные сети — по продольным осям, на исполнительном генеральном плане показывают действительные площадки, занимаемые зданиями и сооружениями, со всеми выступами, отмостками, кюветами и т. д.

Различают исполнительные генпланы текущие и окончательные.

Текущий, или оперативный, исполнительный генеральный план ведется с начальной стадии работ и отражает весь ход строительства постоянных, вспомогательных и временных зданий и сооружений. Этот генплан служит основой для решения таких вопросов, возникающих в процессе строительства, как организация противопаводковых мероприятий, размещение временных построек, уточнение проектного генерального плана с учетом тех изменений, которые выявились при возведении части сооружений в натуре, и др.

Особо важное значение текущий генплан имеет для строительства подземных коммуникаций. Только имея план уже уложенных коммуникаций, можно правильно организовать работу механизмов и принять меры предосторожности, чтобы во время рытья новых траншей не задеть и не повредить уже построенные сети.

Текущий генплан составляют в условной (строительной) системе координат в масштабе 1:1000 или 1:2000 в зависимости от размеров площадки и сложности сооружений. Материалами для его составления являются съемки местности и исполнительные чертежи разбивок и съемок готовых сооружений.

На основании текущего генерального плана и дополнительных съемок периодически составляют дежурный план строительства. На этот план наносят все возводимые постоянные и временные здания и сооружения и на определенную дату условными знаками (штриховкой и раскраской) обозначают выполненные на отдельных объектах стадии строительных работ. В экспликациях на полях плана указывают основные объемы выполненных работ.

Масштаб дежурного плана выбирают с таким расчетом, чтобы на плане можно было изобразить все детали строящегося сооружения и в то же время им было бы удобно пользоваться (1:2000—1:5000).

Для составления дежурных планов крупных строек целесообразно применять крупномасштабную аэрофотосъемку. По аэрофотоснимкам составляют фотопланы или фотосхемы (в зависимости от требуемой точности), дающие наиболее полное и наглядное представление о ходе строительных работ.

Окончательный исполнительный генеральный план составляют после завершения строительства. На план наносят все построенные по проекту постоянные здания и сооружения, подлежащие сдаче в эксплуатацию. Окончательный генеральный план является основным документом построенного сооружения, по которому решаются все инженерные задачи по его эксплуатации, реконструкции и расширению, и должен составляться на твердой геодезической основе с наибольшей точностью, детальностью и полнотой, которые только допускает масштаб. План составляется на основании материалов исполнительных съемок, выполняемых по мере возведения объектов.

Комплект окончательного исполнительного генерального плана состоит из общего (сводного) генерального плана в масштабе 1:1000—1:2000, генеральных планов отдельных установок и сложных узлов в масштабе 1:200—1:500, специализированных планов коммуникаций в масштабе 1:1000—1:2000.

Для небольших предприятий целесообразнее бывает вместо первых двух генеральных планов составлять один в масштабе 1:500. Для крупных объектов сводный генеральный план составляют в масштабе 1:2000—1:5000.

Так как исполнительный генеральный план является уникальным документом и размножению не подлежит, то его составляют в цветных условных знаках, что значительно улучшает читаемость и наглядность его.

На сводный генеральный план наносят:

а) все сохранившиеся пункты триангуляции, полигонометрии, строительной сетки, грунтовые и стенные реперы;

б) спланированный рельеф;

в) все построенные по проекту здания и сооружения коммуникации;

г) зеленую зону, скверы, площадки открытых складов, навесы, ограды и др.

В подземных сетях дают по возможности все колодцы, доводя сами сети лишь до вводов в здания. Разводку сетей внутри зданий, а также размещение фундаментов и оборудования в них на сводном плане не показывают.

Чтобы не затруднять читаемость сводного генплана, на него наносят лишь минимальную цифровую нагрузку: наименования геодезических пунктов, номера узловых колодцев, высоты рельефа в характерных местах. Координаты и отметки зданий и сооружений подписывают только в тех местах, где это позволяет ситуация.

На исполнительные генеральные планы узлов (установок, цехов, агрегатов) в крупном масштабе (1:200—1:500, а особо сложных—1:100) наносят весь комплекс сооружений узла: фундаменты, трубопроводы и кабельные линии с детальной разводкой и колодцами и с указанием в характерных точках отметок. На вводах сетей и углах зданий подписывают координаты. На фундаментах и эстакадах показывают контуры установленного оборудования. На сооружениях, за деформациями фундаментов которых ведут наблюдение, показывают расположение осадочных марок, реперов, плановых знаков, термических скважин, установленных для этой цели.

На специализированных исполнительных генпланах дают полную числовую характеристику наносимых сооружений. В зависимости от назначения предприятия и насыщенности теми или иными видами подземных коммуникаций может быть различное деление специализированных планов.

В общем можно рекомендовать составление следующих видов планов:

- 1) горизонтальной и вертикальной планировки;
- 2) канализации;
- 3) водопроводных сетей, теплофикации;
- 4) продуктопроводов и технологических трубопроводов;
- 5) кабельных линий, воздушных сетей.

Для ориентировки на все специализированные планы коммуникаций наносят геодезическую сеть и главнейшие объекты ситуации. К планам прилагают исполнительные продольные профили коммуникаций.

Исполнительные генеральные планы составляют на подрамниках, величина которых зависит от масштаба генплана и размеров сооружения.

На подрамники наклеивают рулонную чертежную бумагу высокого качества, разбивают на ней координатную сетку и подписывают абсциссы и ординаты в строительной системе.

При строительстве территориально-производственных комплексов может оказаться, что строительная сетка на площадке каждого предприятия выбрана применительно к местности и имеет свое начало и направление. В этом случае составление сводного генплана комплекса необходимо делать в общей для всей территории системе координат, принятой при изысканиях. В этой системе составляют план всей межзаводской территории. На площадках же каждого предприятия по перевычисленным координатам наносят свою строительную сетку и относительно нее составляют генеральный план этого предприятия.

Общий порядок составления генерального плана следующий:

а) наносят все пункты геодезической основы; здания и другие строения, железные и шоссейные дороги; подземные и надземные коммуникации; прочную ситуацию (газоны, скверы, зеленую зону, ограды и т. д.);

б) изображают рельеф;

в) производят зарамочное оформление.

Сначала всю нагрузку наносят в карандаше и только после проверки и взаимной увязки производят окраску отдельных сооружений и вычерчивание плана тушью.

Все здания и строения наносят по исполнительным координатам углов. Детальная конфигурация зданий со всеми выступами и проемами дается на основании абрисов исполнительных промеров. Отдельные вспомогательные постройки на межзаводской территории можно нанести и по материалам топографической съемки этой территории.

Дороги наносят по координатам углов поворота, пересечений и примыканий. Кривые, пикетаж, искусственные сооружения даются по исполнительному плану дороги.

Подземные коммуникации наносят по исполнительным координатам углов поворота и узловых колодцев. Положение отдельных колодцев и других сооружений на линии находят путем откладывания расстояний, измеренных между ними в натуре. Построения увязывают между точками, нанесенными по координатам. При этом проверяют расстояния от колодцев до изображенных на плане ближайших зданий и строений, сравнивая результаты с промерами в натуре. Этим контролируют положение на плане как колодцев, так и зданий.

По материалам исполнительного нивелирования наносят отметки на спланированной территории. Горизонтали проводят через 0,25—0,50 м в зависимости от уклонов местности и масштаба составляемого плана.

На территориях, где вертикальная планировка не проводилась, рельеф наносят на генплан по материалам съемки этой территории в период изысканий.

После тщательной корректуры составленного генерального плана вычерчивают его принятыми цветными условными знаками. В зарамочных оформлениях приводят перечень характерных условных знаков с объяснениями и ведомость основных объемов выполненных строительно-монтажных работ. Кроме того, помещают картограмму, показывающую расположение отдельных видов исполнительных генеральных планов на территории предприятия или комплекса.

Исполнительные планы на отдельные виды коммуникаций часто составляют на отдельных бланковках, которые получают путем копирования со сводного генерального плана на восковку основной ситуации и геодезической опоры и размножения этой копии литографским способом или светокопированием. На эти бланковки наносят условными знаками отдельные виды коммуникаций со всеми сооружениями на них, координатами, отметками и расстояниями.

К исполнительному генеральному плану прилагают:

а) схему геодезической основы площадки и вблизи лежащей территории с каталогами координат пунктов и ведомостями высот реперов и марок;

б) всю полевую геодезическую документацию, накопленную в процессе строительства и сброшюрованную по отдельным сооружениям;

в) пояснительную записку по геодезическим работам и наблюдениям за осадками и деформациями отдельных сооружений в период строительства.

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ СООРУЖЕНИЙ

ГЛАВА IX

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКОВ СООРУЖЕНИЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

§ 55. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ДЕФОРМАЦИЯХ СООРУЖЕНИЙ

Виды деформаций. Деформации сооружений возникают в связи с воздействием различных природных и антропогенных (техногенных) факторов как на основание, так и на само сооружение. В основном деформации зданий и сооружений зависят от смещений горных пород в их основании. Эти смещения могут происходить как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях.

Вертикальные деформации основания подразделяются [34] на:

осадки — деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки — деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительно с ними действующих факторов, таких, как, например, замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т. п.;

набухания и усадки — деформации, связанные с изменением объема некоторых видов глинистых грунтов при изменении их влажности, температуры (морозное пучение) или воздействии химических веществ;

оседания — деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий и т. п.

Математическая характеристика осадков фундаментов выражается величинами вертикальных отрезков, опущенных с первоначальной плоскости, образованной подошвой фундамента, до пересечения с деформированной поверхностью основания. В тех случаях, когда эти отрезки равны, осадки называются равными и, наоборот, когда отрезки не равны, — неравными.

мерным и. Таким образом, равномерные осадки могут происходить лишь в тех случаях, когда давление, вызываемое весом сооружения, и сжимаемость горных пород во всех частях основания под фундаментом одинаковы, чего практически на сжимаемых грунтах обычно не бывает.

Неравномерные осадки возникают прежде всего в результате различного давления частей сооружения и неодинаковой сжимаемости грунтов под фундаментом, что в свою очередь вызывает неравномерные смещения в надфундаментных конструкциях зданий и сооружений и приводит к наклонам, прогибам, искривлениям и другим видам деформаций сооружений. При значительных видах этих деформаций в фундаменте и стенах зданий могут образоваться трещины и разломы.

Осадки от собственного веса сооружения по мере уплотнения грунтов в основании с течением времени прекращаются. При этом, как правило, на песчаных грунтах осадки характеризуются большими скоростями в начальный период с последующим быстрым затуханием. Наоборот, в глинистых грунтах осадки происходят с незначительными скоростями вначале и медленно затухают в течение многих лет.

Под влиянием оползневых явлений на косогорах и односторонней нагрузки, например напора воды, происходят горизонтальные (плановые) смещения сооружений.

Совместная деформация основания и здания (сооружения) характеризуется следующими параметрами:

1) полной осадкой основания отдельного фундамента или строительного блока S ;

2) средней осадкой основания здания или сооружения в целом $S_{\text{ср}}$;

3) разностной (неравномерной) осадкой точек фундамента ΔS ;

4) относительной неравномерностью осадок $\frac{\Delta S}{l}$, т. е. отношением разности осадок двух точек фундамента к расстоянию l между ними;

5) наклоном фундамента i , т. е. отношением разности осадок ΔS крайних точек фундамента к его ширине или длине. Наклон фундамента приводит к крену сооружения Q — отклонению его вертикальной оси от отвесного направления;

6) относительным прогибом $\frac{f}{l}$ — отношением стрелы прогиба фундамента к длине однозначно изгибаемого участка сооружения;

7) углом закручивания сооружения χ ;

8) горизонтальным смещением сооружения u .

Предельно допустимая величина совместной деформации основания и здания или сооружения (равномерной или неравномерной), соответствующая пределу эксплуатационной пригод-

ности здания или сооружения по технологическим или архитектурным требованиям $S_{пр}^*$, устанавливается соответствующими нормами проектирования зданий и сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование.

Наблюдения за деформациями должны проводиться с начала строительства сооружения и в первые годы его эксплуатации до достижения стабилизации деформаций, при этом стремятся, чтобы циклы наблюдений проводились через равные промежутки времени, а измерения выполнялись в кратчайшие сроки.

Согласно СНиП III—2—75 геодезические наблюдения за смещениями и деформациями (осадками, сдвигами, кренами и т. д.) зданий и сооружений, их оснований и конструкций в процессе строительства производятся по специальному техническому заданию (ТЗ), составляемому проектной организацией с учетом назначения и конструктивного решения зданий и сооружений и инженерно-геологического строения основания.

В техническом задании указываются:

- а) части зданий, сооружений, за которыми следует вести наблюдения;
- б) расположение опорных (исходных) реперов и контролируемых (деформационных) марок;
- в) периодичность наблюдений;
- г) требуемая точность;
- д) перечень отчетных документов.

Результаты наблюдений за деформациями оснований и сооружений показывают, в какой мере проектные решения оснований и строительных конструкций обеспечивают надежность и эксплуатационную пригодность сооружений, а также дают возможность своевременно принимать меры по борьбе с возникающими деформациями или по устранению их последствий.

Причины деформаций. Как указывалось выше, деформации оснований возникают в связи с воздействием на него природных и техногенных факторов. К основным природным факторам относят:

- 1) способность горных пород к просадкам, оползням, суффозионным и другим инженерно-геологическим и гидрогеологическим явлениям;
- 2) пучение при замерзании водонасыщенных и оттаивании мерзлых льдонасыщенных пород;
- 3) изменение гидротермических условий, связанных с сезонными и многолетними колебаниями температуры, влажности пород и уровня грунтовых вод.

К основным техногенным факторам относят:

- 1) влияние нагрузки от сооружений;
- 2) изменение несущих свойств горных пород в связи с искусственным понижением или повышением уровня грунтовых

вод при проведении строительных или эксплуатационных работ; с искусственным увлажнением лёссовидных или оттаиванием мерзлых пород и т. д.;

3) ослабление основания подземными разработками, приводящее к смещению всей толщи напластований над выработками или к выносу частиц пород в выработанное пространство;

4) изменение давления на основание, вызванное надстройкой здания или возведением рядом новых сооружений;

5) вибрацию фундаментов в связи с работой различных агрегатов, механизмов, движением транспорта и другими динамическими воздействиями.

На деформацию сооружения также влияют форма, размеры и жесткость фундамента, распределение статических и динамических нагрузок внутри здания или сооружения.

§ 56. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УПРУГОЙ ОТДАЧИ ДНА КОТЛОВАНА И РАЗМЕРОВ ОСАДОЧНОЙ ВОРОНКИ

Изучение упругой отдачи дна котлована. Наблюдения за деформациями основания начинают с изучения упругой отдачи дна строительного котлована после снятия с него природного (бытового) давления. При разработке глубоких котлованов природное давление в горных породах нарушается и вследствие этого наблюдается подъем дна котлована, который происходит из-за разуплотнения нижележащих пород.

Целью наблюдений за упругой отдачей дна котлована является сбор фактических данных для характеристики подъема различных его точек в зависимости от последовательности разгрузки, физико-механических свойств пород, ширины и глубины выемки. Эти данные необходимы для правильного понимания последующих деформаций основания, связанных с изменением действующей на него нагрузки. Глубина котлованов при строительстве больших гидротехнических сооружений (плотин, силовых станций) нередко достигает 20—50 м. При глинистых основаниях уменьшение природного давления вызывает миграцию воды к месту разгрузки из соседних, более загруженных участков. Поэтому в области разгрузки бытового давления часто наблюдается увеличение влажности пород без какого-нибудь поступления воды в котлован со стороны. Поступающая вода способствует разрастанию водно-адсорбционных пленок, которые раздвигают минеральные частицы, вызывая структурные деформации породы и дальнейшее ее набухание. Следствием набухания являются подъемы дна котлованов, которые в большинстве случаев измеряются несколькими сантиметрами, но в отдельных случаях могут достигать 20—30 см и более.

При строительстве крупных ГЭС в СССР подъем дна котлованов достигал 47 см, причем глубина зоны разбухания превышала 30 м.

Для измерения подъема дна строительных котлованов до их вскрытия в заранее намеченных местах бурят скважины, в которые закладывают марки специальной конструкции. Глубину скважин определяют по формуле

$$H_{\text{скв}} = H_1 - (H_2 - 0,8), \quad (\text{IX.1})$$

где H_1 — отметка устья скважины в метрах; H_2 — проектная отметка дна котлована в метрах, 0,8 — величина заглубления марки в метрах по отношению ко дну котлована, равная сумме ее длины (0,4 м) и толщины защитного цемлика породы (0,4 м) над головкой марки. Скважины бурят с обсадкой трубами диаметром 145 ÷ 219 мм. После достижения проектной глубины обсадные трубы приподнимают на 0,5 м. В забой скважины опускают марку и устанавливают ее. В зависимости от горных пород можно использовать марку конструкции П. И. Брайта (рис. 154, а), предназначенную для закладки в песчаных породах основания, или конструкции В. Е. Новака (рис. 154, б) для закладки в твердых и галечниковых породах. Марки в забое скважины цементируются.

После установки глубинных марок на них передают от ближайшего репера отметки при помощи компарированной стальной или инварной рулетки с грузом, спущенной в скважину до соприкосновения с головкой марки и перекинутой вверх через блок. Точность определения превышения, полученного из отсчетов, взятых по рулетке, после введения поправок за температуру и компарирование должна характеризоваться средней квадратической ошибкой порядка 1 мм.

Скважины привязывают в плановом отношении к пунктам геодезической основы и определяют их координаты. После завершения рытья котлована и извлечения обсадных труб по данным плановой привязки находят на дне положение глубинных марок, снимают имеющийся над ними слой земли и передают геометрическим нивелированием на них высоты.

Если окажется, что скважина была пробурена наклонно и координаты глубинной марки несколько отличаются от координат верхней точки, то в высоту марки, определенную при помощи рулетки, вводят со знаком плюс поправку за отклонение от вертикали по формуле

$$\Delta_h = \frac{\Delta x^2 + \Delta y^2}{2h}, \quad (\text{IX.2})$$

где Δx и Δy — разность координат верхней и нижней точек; h — глубина скважины.

Поправкой за наклон можно пренебречь, если ее величина получается меньше 0,5 мм.

Разность отметок марки до и после вскрытия котлована даст величину упругой отдачи данного места дна котлована в связи со снятием природного давления горных пород. Подъем дна наибольший в середине котлована и уменьшается к его бортам.

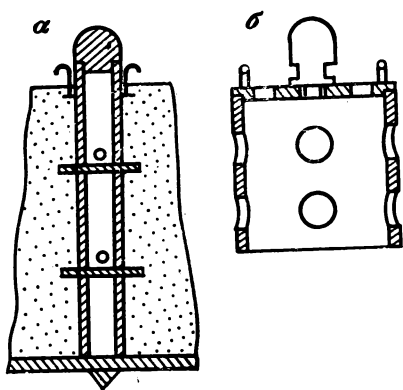


РИС. 154

Как показывает опыт таких работ, подъем грунта наблюдается также и на некотором расстоянии от границ котлована. Зона подъема зависит от величины снятой нагрузки и от физико-механических свойств пород района земляных работ.

Измерение размеров осадочной воронки. При возведении сооружения горные породы испытывают деформации не только непосредственно под ним, но и вокруг него. Это вызывает оседание поверхности земли со всеми выстроеными на ней сооружениями.

Отсюда возникает задача по выявлению размеров осадочной воронки, которая образуется вокруг возводимого сооружения. Изучение границ распространения осадочной воронки позволяет вовремя предусмотреть инженерные мероприятия по охране окружающих зданий от появления неравномерных осадков.

При строительстве подземных сооружений, особенно больших туннелей, также имеют место осадки поверхности, которые зависят от глубины заложения, размеров горных выработок, гидрогеологических условий, принятой организации строительных работ и ряда других факторов.

При строительстве Московского метрополитена имели место проседания поверхности земли в отдельных пунктах Москвы до 50—80 см, которые сопровождались значительными деформациями наземных зданий и сооружений. Ширина мульды (зоны) оседания достигала 150—200 м.

По мере развития техники проходки интенсивность и масштаб явлений сдвижения пород и сопутствующих им деформаций зданий и сооружений заметно уменьшаются, но все же имеют ощутимые величины. Поэтому в целях своевременного укрепления зданий, подвергающихся осадке, и уточнения организации горных работ в процессе строительства необходимо постоянно наблюдать за зданиями и выявлять динамику осадок в связи с развертыванием подземных работ.

Значительные осадочные воронки, в которых возникают даже оползневые явления, возникают также при сооружении крупных водохранилищ, плотин и других гидротехнических сооружений.

Для определения размеров осадочной воронки и выявления характера ее развития в цоколях существующих зданий, находящихся в районе строительства, устанавливают стенные ниве-

лирные марки. Если старые здания расположены на расстоянии, большем 100 м, от контура нового сооружения, то для наблюдения за развитием осадочной воронки устанавливают грунтовые марки. Для этой цели могут использоваться марки, представленные на рис. 154. В этом случае марки следует устанавливать в скважины глубиной около 2 м.

При нивелировании рейку устанавливают непосредственно на головку марки. Марки устанавливают в вершинах квадратов со сторонами 10—30 м на глубину подошвы фундамента строящегося сооружения. Марки привязывают к постоянным предметам местности или к геодезическому обоснованию для нанесения на план в масштабе 1:500 или 1:1000. Определение высот марок выполняют отдельными циклами от пунктов основы нивелированием III класса. При этом первый и последние два-три цикла целесообразно выполнять нивелированием II класса. Первый цикл измерений должен быть окончен до начала земляных работ в котловане сооружения, второй выполняется после вскрытия котлована. В дальнейшем измерения проводят по мере роста воздвигаемого сооружения одновременно с измерениями осадок сооружения. Кроме нивелирных работ, целесообразно вести наблюдения за изменением уровня грунтовых вод, влажностью пород, их плотностью и другими факторами, которые могут в той или иной мере влиять на развитие осадочной воронки.

§ 57. РАЗМЕЩЕНИЕ ЗНАКОВ ДЛЯ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ

Методы измерений вертикальных смещений. Размещение знаков для определения деформаций зависит от принятого метода измерений. Для наблюдений за осадками сооружений и их оснований применяются следующие геодезические методы:

а) геометрическое нивелирование коротким лучом (до 25 м);

б) тригонометрическое нивелирование коротким лучом (до 100 м);

в) гидростатическое нивелирование переносными приборами или при помощи стационарной системы;

г) наземная фотограмметрическая и стереофотограмметрическая съемки.

На прецизионных сооружениях может быть также использован метод микро nivelирования с базой прибора 1—2 м.

Для определения абсолютных полных значений осадок нивелирование производят от реперов, принятых за исходные, неподвижные. Взаимные («относительные») осадки получают при измерениях относительно какой-либо точки сооружения.

Наиболее распространенным методом наблюдений за осадками является периодическое высокоточное нивелирование зна-

ков, установленных на исследуемом сооружении. Эти знаки, которые принято называть осадочными марками, перемещаются вместе с сооружением, и, следовательно, по наблюдениям за ними можно судить о величине осадки отдельных частей сооружения.

Высотной основой, относительно которой определяют осадки отдельных марок, является сеть фундаментальных реперов, устанавливаемых на некотором расстоянии от сооружения вне пределов осадочной воронки, в местах, где сохранность и неизменяемость высотного положения знака может быть гарантирована на все время наблюдений за осадками.

Проект размещения знаков. Размещение деформационных марок и опорных геодезических знаков является одной из основных частей всей работы по измерениям вертикальных и горизонтальных смещений отдельных точек сооружения. От правильности размещения и количества знаков во многом зависят качество, полнота и однозначность выявления смещений. Поэтому места установки знаков должны намечаться геодезистом с участием специалистов по основаниям и фундаментам, гидрогеологов и группы генплана проектной организации. Из ряда возможных вариантов размещения знаков, позволяющих одинаково полно выявить смещения, следует принимать наиболее благоприятный для производства геодезических работ.

Проект размещения марок на сооружении составляют с учетом конструкции фундамента, нагрузки на отдельные части основания, геологических и гидрогеологических условий. Осадочные марки стремятся установить примерно на одном уровне, располагая их по углам зданий, вдоль продольных и поперечных осей фундамента; в местах, где ожидаются наибольшие осадки: на стыках соседних блоков, по сторонам осадочных и температурных швов, вокруг зон с наибольшей динамической нагрузкой и зон с менее благоприятными геологическими условиями.

Согласно руководству [34] для жилых и общественных бескаркасных зданий с несущими кирпичными стенами и ленточным фундаментом марки размещаются по периметру через 10—15 м. При ширине здания более 15 м марки устанавливаются на поперечных стенах в местах пересечения их с продольной осью.

Для промышленных сооружений и каркасных жилых и общественных зданий марки устанавливаются на несущих колоннах по периметру здания и внутри него. Марки размещают по поперечным и продольным осям не менее трех в каждом направлении.

Для бескаркасных крупнопанельных жилых и общественных зданий со сборными фундаментами марки устанавливаются по периметру и осям зданий через 6—8 м приблизительно через двойной шаг панелей.

Для зданий, имеющих свайные фундаменты, марки размещают не более чем через 15 м по продольным и поперечным осям сооружения.

Для многоэтажных производственных зданий и промышленных сооружений, имеющих сплошную фундаментальную плиту, марки следует размещать по разбивочным поперечным и продольным осям плиты и ее периметру из расчета одна марка на 100 м² площади.

На сооружениях типа дымовых труб, доменных печей, силосных башен, элеваторов и др. устанавливается не менее четырех марок по периметру.

Для гидротехнических сооружений, разделенных на секции, необходимо устанавливать не менее трех марок на каждую секцию; при ширине секций более 15 м — не менее четырех марок. Рекомендуются также устанавливать несколько ярусов марок (на гребне сооружения, в галереях) по периметру верхнего и нижнего бьефов.

Для причальных и подпорных стен марки устанавливаются по периметру через 15—20 м.

В случае пристройки вновь возводимого здания к существующему месту примыкания рассматривают как осадочный шов и марки устанавливают по обе его стороны. На старом здании можно ограничиться установкой марок на расстоянии 15—25 м от места примыкания нового здания.

На рис. 155 приведены примеры размещения осадочных марок, устанавливаемых в стенах и на колоннах (рис. 155, а), а также фундаментах (рис. 155, б) агрегатов теплоэлектростанции.

Места расположения марок проектируют на плане фундаментов здания или сооружения. Каждой марке присваивают номер. Если в процессе измерения выявляется, что марка уничтожена, то сразу же устанавливают новую марку в радиусе не более 3 м от уничтоженной и на нее передают отметку. Новой марке присваивают тот же номер с добавлением буквы «н».

Кроме марок, на фундаменте сооружения в характерных местах размещают ряд скважин диаметром 50—100 мм для режимных наблюдений за температурой фундамента и уровнем грунтовых вод.

Виды осадочных марок. В простейшем виде марка представляет собой отрезок уголковой стали примерно 15 см при заделке в каменных стенах и 5—6 см при креплении их на стальных конструкциях. При установке марки на железобетонной колонне вскрывают рабочую арматуру и к ней приваривают уголок, после чего бетонный слой восстанавливают.

На рис. 156, а показана более сложная и точная марка, на которую нивелирные рейки могут ставиться и подвешиваться. В последнем случае нивелирная рейка должна иметь специаль-

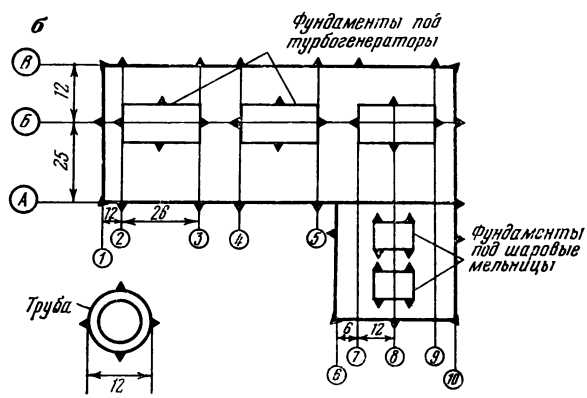
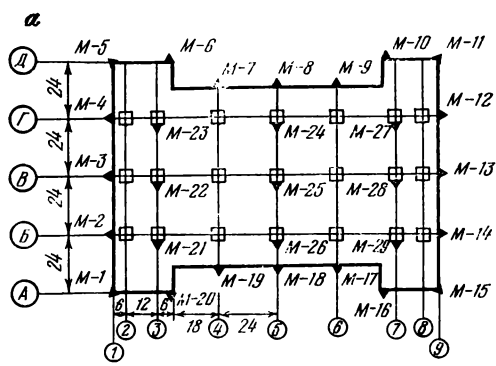


РИС. 155

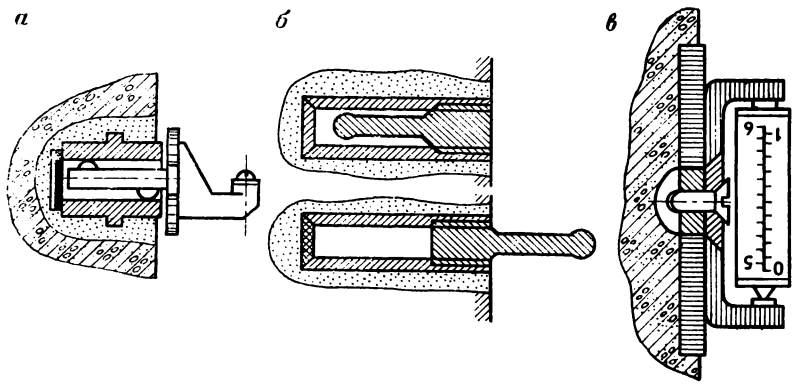


РИС. 156

ное приспособление. Таким же образом можно использовать марку закрытого типа, представленную на рис. 156, б.

Для высокоточных наблюдений используют различные типы шкаловых марок (рис. 156, в), одновременно заменяющих рейки и повышающих точность нивелирования. Шкала на марке имеет такую же оцифровку, как и инварная полоса рейки. За нуль шкалы принимается точка пересечения оси нулевого штриха основной шкалы с осью симметрии марки. Шкала крепится отвесно на высоте визирного луча.

На фундаментах устанавливают марки, показанные на рис. 157, а. Марка состоит из хвостовой части длиной 60—100 мм и полусферической головки из нержавеющей стали диаметром 20—30 мм. Внутренний диаметр защитного кожуха должен быть не менее 100 мм для свободной установки пятки нивелирной рейки на головку марки. Сверху марка закрывается крышкой. В каменный или бетонный цоколь закладывают марки (рис. 157, б), представляющие собой заклепку, изготовленную из нержавеющей металла. Диаметр головки 5—15 мм, стержень длиной 30—60 мм в основании раздвоенный. В качестве марки может быть использован дюбель, забиваемый монтажным пистолетом.

Марка для измерения осадок отдельных слоев пород, залегающих непосредственно под сооружением, представляет собой штангу, верхний конец которой имеет полусферическую головку, а нижний — башмак в виде опорного диска с арматурными шипами. Марка устанавливается в пробуренную защитную трубу, заполненную на 0,5 м бетоном, в который вдавливаются башмак.

Марки закладываются кустами по 3—5 штук в зависимости от глубины исследуемой толщи пород. Нижние концы марок заделываются в верхнюю часть изучаемого слоя, а их оголовки выводят в общий защитный короб с крышкой. Периодически нивелируя марки, определяют величины сжатия каждого исследуемого слоя.

В земляных сооружениях (земляные плотины, дамбы и т. п.) осадочные марки представляют собой такие же марки с защитной трубой и с башмаком в виде широкой плиты для лучшего сцепления с грунтом. Марки закладываются на разную глубину. По результатам их периодического нивелирования получают деформации земляного сооружения по глубине в продольном и поперечном направлениях.

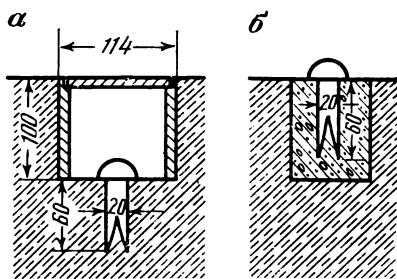


РИС. 157

Исходная нивелирная основа. В зависимости от требований и точности наблюдений за осадками исходными реперами могут служить:

глубинные фундаментальные реперы, закладываемые в коренные, стабильные породы;

грунтовые реперы, закладываемые ниже глубины промерзания грунта;

стенные знаки, заложенные в стенах зданий или сооружений, осадку фундаментов которых можно считать практически закончившейся.

Глубинные реперы размещают возможно ближе к сооружению, допускается их установка и в самом сооружении. В последнем случае для обеспечения стабильности положения реперов глубина их заложения должна быть ниже границы сжимаемой толщи пород под сооружением. При этом желательно, чтобы якорь глубинного репера находился в коренных несжимаемых породах. Грунтовые и стенные реперы должны находиться вне сферы влияния здания или сооружения. Для сооружений промышленного и гражданского строительства удаление грунтовых реперов от сооружения не должно быть менее 70—80 м. При гидротехническом строительстве глубинные реперы выносят за пределы осадочной зоны. Обычно их закладывают на обоих берегах реки на расстоянии 0,5—1,0 км ниже створа плотины. Они устанавливаются кустами, по 3 репера в кусте с учетом обеспечения контроля их высотного положения с одной установки нивелира. Грунтовые рабочие реперы закладывают по возможности вблизи сооружений и зданий. В необходимых случаях реперы устанавливают выше и ниже плотины: на склонах водохранилища и на склонах нижнего бьефа русла реки. Систематическое нивелирование таких реперов по мере наполнения водохранилища дает возможность судить об устойчивости его бортов.

Схема расположения исходных реперов в основном зависит от схемы компоновки зданий, инженерно-геологической и топографической характеристики строительной площадки, технологии и организации строительного производства.

Глубинные реперы устанавливаются при измерении осадок нивелированием I класса по два на одно сооружение. При наблюдениях за осадками фундаментов особо ответственных сооружений количество глубинных реперов должно быть не менее трех на одно сооружение. Для развития нивелирной сети устанавливают рабочие («связующие») грунтовые и стенные реперы. Общая схема нивелирной сети от исходных реперов до наблюдаемых марок, число связующих знаков проектируют с учетом обеспечения необходимой точности определения осадок.

Главным требованием, предъявляемым к глубинным реперам, является их высотная устойчивость на весь период наблю-

дений за деформациями. К рабочим реперам таких требований не предъявляют. Они должны сохранять свою устойчивость лишь в процессе определенного цикла измерений. Согласно руководству [38] при измерении осадок нивелированием II и III классов в качестве исходных допускается использование грунтовых реперов, а также реперов, заложенных в стенах зданий и сооружений. Количество грунтовых реперов должно быть не менее трех, стенных — не менее четырех. Проект расположения реперов должен быть увязан и согласован с генеральным планом района строительства. После установки исходных реперов на один из них передается отметка от ближайшей точки геодезической высотной сети.

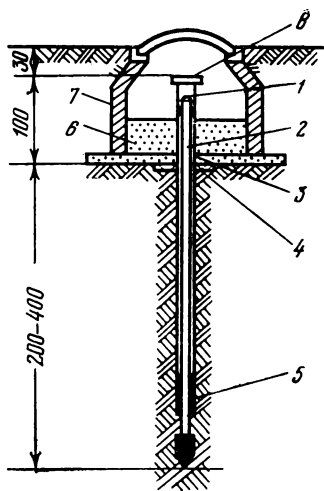


РИС. 158

Виды реперов. На рис. 158 показан наиболее распространенный тип грунтового репера.

Трубчатые грунтовые реперы (рис. 158) имеют сферический оголовок 1, который крепится к реперной трубе 2 диаметром 50—80 мм. Реперная труба помещается в защитную трубу 3 диаметром 100—120 мм, чем обеспечивается ее изоляция от верхнего, менее стабильного слоя породы. При монтаже реперная и защитная трубы опускаются в скважину, причем защитная труба подвешивается на хомуте 4 над забоем, заполненным бетоном, на расстоянии 20—30 см. Низ защитной трубы имеет сальник 5, верх — крышку 8. Оголовок репера помещается в колодец 7, заполненный теплоизолятором 6, например шлаковатой.

При использовании репера в виде сваи, которая принудительно вводится в грунт, оформление ее верхней части делается таким же. В этом случае репер защитной трубы не имеет.

Если грунтовый репер закладывается зимой и в котлован, то должны быть предусмотрены меры по обеспечению сохранности его основания от промерзания.

Глубинные реперы устанавливаются в основном в скважинах. При этом тело репера стремятся изолировать от строительных конструкций и верхних (подвижных) слоев горных пород. Изменение высоты реперной головки зависит также от колебаний температуры тела репера, которые при выборе конструкции репера стремятся уменьшить.

Если требуемая точность определения осадок позволяет не учитывать температурное удлинение реперной штанги, исполь-

зуют глубинные незаиляемые реперы*. Схема такого репера отличается от обычного трубчатого грунтового репера (см. рис. 158) тем, что основная реперная труба имеет диаметр 100—170 мм, а ее длина может достигать нескольких десятков метров.

В целях более длительной сохранности реперную трубу заполняют цементным раствором или битумом. Оголовок реперной трубы целесообразно делать в виде калиброванного шара диаметром 25—30 мм, позволяющего при нивелировании использовать стандартные подпятники реек. Защитная труба должна иметь диаметр на 30 мм больше реперной трубы. Для более надежного предохранения репера от гидростатического давления и заиления пространство между реперной и защитной трубами над сальником заполняют битумом на высоту 1,0—1,5 м. Защитную трубу изолируют от бетонного пола колодца несколькими слоями толя или рубероида. Якорь репера бетонируют.

При высоком уровне грунтовых вод целесообразно закладывать репер в скважину с забоем, расширенным взрывом. При взрыве основной объем воды выбрасывается из скважины на поверхность. Ударная волна расширяет и уплотняет стенки образовавшейся шарообразной емкости, которая при опускании репера заполняется бетоном.

При проектировании наблюдений за осадками зданий и сооружений, построенных на вечномерзлых грунтах, необходимо стремиться исходные реперы закладывать в скальные породы. Однако во многих случаях репер приходится устанавливать непосредственно в мерзлый грунт. В этом случае стремятся изолировать реперную трубу от влияния морозных подвижек активного слоя пород, для чего рекомендуется:

реперную трубу закладывать в вечномерзлый грунт до глубины, равной не менее двойной величины ежегодной зоны протаивания;

защитную трубу закладывать на полуторную глубину зоны протаивания;

кольцевое пространство между защитной и реперной трубами заполнять смазочным материалом или нефтеозокеритовой смесью.

Нижний конец реперной трубы перфорируют (делают отверстия диаметром 10—30 мм), заполняют крупнозернистым песком и для смерзания его с окружающим грунтом заливают чистой водой.

При проходке скважин под реперы в вечномерзлых грунтах бурение должно производиться без промывки. Сухое бурение скважин производит наименьшее нарушение мерзлого грунта и

* *Брайт П. И.* Геодезические методы измерений деформаций оснований и сооружений. М., Недра, 1965.

обеспечивает более быстрое смерзание якоря репера с породой.

Для достижения высокой точности измерения осадок необходим более полный учет или исключение ошибок, связанных с температурным удлинением реперных штанг. Это достигается применением материалов с низким температурным коэффициентом линейного расширения, например инвара, определением температурного удлинения тела репера по результатам непосредственного измерения температуры или применением биметаллических реперов.

Репер с инварной струной состоит из железобетонного якоря 1 (рис. 159), реперной штанги 3 с укрепленной на ее верхнем торце инварной проволокой 5, снабженной шкалой 8. Во избежание заиливания рабочей части репера штанга 3 проходит через сальник 2. Проволока помещена в защитном кожухе 4 и натягивается в верхней части репера через рычаг 9 грузом 10.

Труба-люк 7 со смотровым окном для визирования на шкалу крепится к бетонной подушке 6 анкерными болтами.

Для повышения точности измерения следует определять температуру воздуха в скважине репера при помощи гирлянды «заливненных» (инерционных) термометров или термодатчиков. Среднюю температуру проволоки в этом случае подсчитывают по формуле

$$l_{\text{ср}} = \frac{(t_1 + t_2) l_1 + \dots + (t_{n-1} + t_n) l_{n-1}}{2(l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1})}, \quad (\text{IX.3})$$

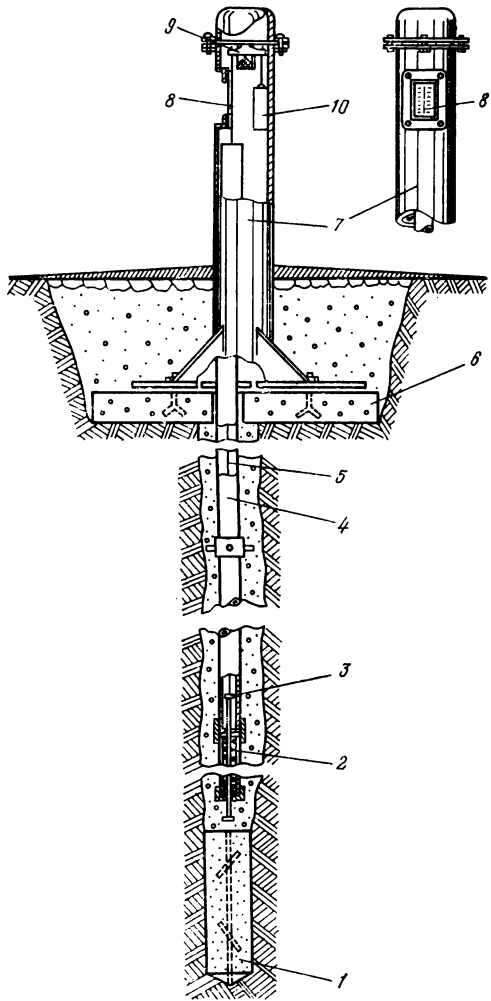


РИС. 159

где t_1, t_2, \dots, t_n — температуры, зарегистрированные термометрами; l_1, l_2, \dots, l_{n-1} — расстояния между 1 и 2, 2 и 3, ..., $(n-1)$ и n термометрами гирлянды.

Основными источниками ошибок, вызывающих изменение длины струны, являются изменения массы груза из-за попадания на него пыли, влаги и т. д. и влияние колебаний температуры струны.

Влияние случайного изменения массы груза можно подсчитать по формуле

$$\Delta l = \frac{\Delta PL}{EF}, \quad (\text{IX.4})$$

где ΔP — изменение массы груза; L — длина струны; E — модуль упругости инвара; F — поперечное сечение струны.

При $\Delta P = 10$ г, $L = 20$ м, $E = 1,5 \cdot 10^6$ кгс/см² * и $F = 0,0226$ см² $\Delta l = 6$ мкм.

Вторым источником ошибок является влияние температурного расширения струны (ΔL^α) и температурного изменения модуля упругости инвара (ΔL^E). Следовательно, общее температурное удлинение струны будет

$$\Delta L = \Delta L^\alpha + \Delta L^E.$$

Температура струнного репера обычно измеряется с точностью около 3°. Тогда ошибка ΔL^α за счет температурного расширения инварной струны длиной 20 м при коэффициенте линейного расширения инвара $\alpha = 1 \cdot 10^{-6}$ будет равна 60 мкм.

Та же ошибка в измерении температуры репера вызовет изменение модуля упругости инвара, а это в свою очередь приведет к ошибке ΔL^E , которую можно вычислить по формуле

$$\Delta L^E = \frac{PL}{EF} \cdot \frac{\alpha_E \Delta t}{1 - \alpha_E \Delta t}, \quad (\text{IX.5})$$

где P — масса груза; α_E — коэффициент модуля упругости инвара, равный $500 \cdot 10^{-6}$ на 1 °С.

Если $P = 7$ кг, $L = 20$ м, $F = 0,0226$ см², $E = 1,5 \cdot 10^6$ кгс/см²*, то $\Delta L^E = 6$ мкм.

Таким образом, на стабильность высоты репера в основном влияет ошибка в определении температуры инварной струны.

Создание биметаллических реперов основано на том, что по разности удлинений реперной и вспомогательной штанг можно найти температурное удлинение основной реперной штанги.

Действительно, если ΔL_p — температурное удлинение реперной штанги, а ΔL_b — вспомогательной штанги, то можно написать следующую систему уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \Delta L_p &= L_p \Delta t \alpha_p, \\ \Delta L_b &= L_b \Delta t \alpha_b, \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.6})$$

* 1 кгс/см² = 9,80665 · 10⁴ Па.

где α_p , α_b — коэффициенты линейного расширения реперной и вспомогательной штанг; Δt — разность температур штанг между двумя последовательными циклами наблюдений; L_p , L_b — длины реперной и вспомогательной штанг.

Вычтем из нижнего уравнения системы верхнее и примем $L_p = L_b = L$, тогда разность этих уравнений Δ будет иметь вид

$$\Delta = \Delta L_b - \Delta L_p = L \Delta t (\alpha_b - \alpha_p),$$

откуда неизвестная величина будет найдена как

$$\Delta t = \frac{\Delta}{L (\alpha_b - \alpha_p)}.$$

В этой формуле разность удлинений реперной и вспомогательной штанг (Δ) измеряется непосредственно. Подставив полученное значение Δt в верхнее уравнение системы, получим

$$\Delta L_p = \frac{\alpha_p \Delta}{\alpha_b - \alpha_p}. \quad (\text{IX.7})$$

Приняв $\frac{\alpha_p}{\alpha_b - \alpha_p} = K$ будем иметь

$$\Delta L_p = K \Delta.$$

Дифференцируя это выражение и перейдя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_{\Delta L}^2 = K^2 m_{\Delta}^2 + \Delta^2 m_K^2. \quad (\text{IX.8})$$

В свою очередь при $\alpha_b \approx 2\alpha_p$

$$m_K = \frac{m_{\alpha} \sqrt{5}}{\alpha_p}. \quad (\text{IX.9})$$

Значение Δ определяется как разность двух отсчетов принятого измерительного устройства. Обозначив среднюю квадратическую ошибку одного отсчета через m_o , получим

$$m_{\Delta} = m_o \sqrt{2}. \quad (\text{IX.10})$$

В настоящее время используют биметаллические реперы с гибкими и жесткими реперными связями (башмака и оголовка). В первом случае в качестве такой связи используют проволоки, а во втором — цельнотянутые трубы с различными коэффициентами линейного расширения.

Двухструнный репер* (рис. 160) состоит из железобетонного якоря 1, закрепленного в коренных породах; двух проволок — основной 2 и вспомогательной 3; обсадной металлической трубы 4; защитной трубы 7, прикрепленной к бетонной отстойке 9, предохраняющей проволоки от механических повреждений и несущей натяжное устройство. Труба 7 имеет

* Конструкция М. Е. Пискунова.

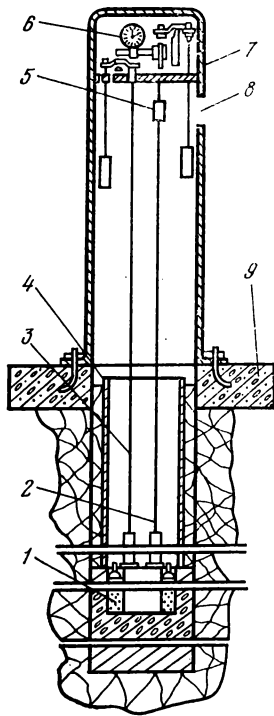


РИС. 160

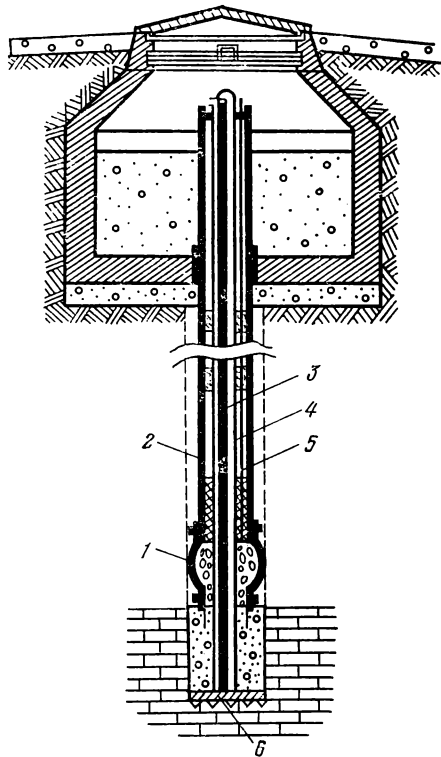


РИС. 161

вырез 8 для просмотра нивелирной шкалы 5. Между обсадной трубой и стенками скважины заливают битум, который предохраняет трубу от воздействия горного давления и заиливания.

Основная реперная проволока — инварная диаметром 1,7 мм, вспомогательная — стальная диаметром 1,5 мм. Обе проволоки покрывают противокоррозийным перхлорвиниловым лаком. Верхние концы проволок натягивают раздельно через равноплечные рычаги при помощи грузов массой 10 кг. К инварной проволоке на высоте визирования прикреплена нивелирная шкала.

Под крышкой репера на специальном штоке укреплен индикатор 6 часового типа с ценой деления 0,01 мм для измерения разности температурных расширений основной и вспомогательной проволок.

Биметаллический репер предложен П. И. Брайтом. Этот репер состоит из стальной и алюминиевой параллельно расположенных и свободно скользящих труб диаметром 30—50 мм.

В связи с тем, что трубы имеют различные коэффициенты линейного расширения, они, приняв температуру на данный момент времени, удлиняются по-разному. Измерив эту разность, находят по формуле (IX.7) удлинение основной реперной штанги.

В новой конструкции биметаллического репера * применено концентрическое расположение труб (рис. 161): вспомогательная дюралюминиевая труба 3 помещена в основную стальную реперную трубу 4. Обе трубы крепятся к общему башмаку 6, который до бетонирования в скважине посредством резинового шланга 1 соединяется с защитной трубой 2. Такая конструкция биметаллического репера повышает его жесткость и уменьшает диаметр скважины.

Изменения длины стальной трубы вследствие температурных колебаний учитываются при помощи индикатора часового типа или микрометра. Для контрольных промеров температуры в межтрубном пространстве между реперной и защитной трубами устанавливают тонкостенную перфорированную трубу 5, в которую в дальнейшем по мере надобности опускается гирлянда термометров или термодатчиков.

Ошибка в высотах биметаллических реперов в среднем не выходит за пределы 0,05 мм.

Кроме перечисленных реперов, на гидротехнических сооружениях может быть использован штольный репер, закладываемый в торец горизонтальной горной выработки, пройденной на глубине, близкой к зоне постоянных температур и не нуждающийся во введении температурных поправок**.

Составление исполнительного плана размещения знаков. Проект размещения осадочных марок и реперов уточняют в натуре, стремясь создать сеть нивелирных ходов с равными расстояниями от прибора до смежных марок и систему полигонов с включением исходных реперов. Предусматривают меры для сохранности устанавливаемых знаков, ибо утрата даже единичных марок затрудняет анализ результатов наблюдений. Для уменьшения влияния систематических ошибок измерений на определяемые осадки все нивелирные станции и связующие точки в ходах закрепляют постоянными знаками.

Установленные на фундаменте марки и режимные скважины привязывают к разбивочным осям, к углам зданий, проемам и т. д. с ошибкой не более 10 см и составляют план размещения знаков в масштабе 1 : 500. Общая схема всех нивелирных ходов, объектов наблюдения, исходных реперов составляется в более мелком масштабе в зависимости от размеров сооружения (1 : 1000—1 : 5000).

* Конструкция В. Е. Новака.

** Предложение М. С. Муравьева.

§ 58. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ

Метод геометрического нивелирования. Для большинства стандартных и типовых сооружений точность определения осадок фундаментов обеспечивается нивелированием, выполняемым по методике нивелирования I или II класса. Только для весьма чувствительных к осадкам сооружений приходится разрабатывать специальные методы особо точного нивелирования.

Согласно руководству [34] осадки фундаментов определяются геометрическим нивелированием при двух горизонтах инструмента в прямом и обратном направлениях высокоточными нивелирами типа Н-05 и компенсационными типа Ni 002 (ГДР) с применением штриховых инварных реек по методике нивелирования I класса. Для уменьшения влияния на осадки систематических ошибок нивелирование в каждом цикле выполняют по одной и той же схеме ходов и одинаковой программе измерений.

Нивелирный ход по маркам начинают с исходного репера и кончают на нем же или на другом репере. Длина визирного луча допускается до 25 м, его высота над поверхностью земли или пола — не менее 0,8 м. В отдельных случаях при работе в подвальных помещениях и длине визирного луча не более 15 м может быть выполнено измерение при высоте визирного луча 0,5 м. Нивелирование производится только при вполне благоприятных условиях видимости и при достаточно отчетливых и спокойных изображениях штрихов реек.

Передачу отметки на марки, расположенные внутри сооружения, выполняют через оконные и дверные проемы, отверстия в полах и стенах диаметром не менее 0,5 м. Не рекомендуется устанавливать нивелир на границе между теплым и холодным воздухом. Угол i у нивелира не должен быть более $20''$, а разность длин плеч на отдельных станциях — 0,4 м.

Накопление неравенств плеч в замкнутом ходе допускается не более 2 м. Расхождения в превышениях, полученных из двух горизонтов инструмента, не должны превышать 0,3 мм.

При высокоточном нивелировании ошибки измерения превышений на станции в среднем составляют около 0,1 мм, а предельные невязки ходов и полигонов не превосходят величины, вычисленной по формуле

$$\hat{f}_{h_{1(\text{мм})}} = 0,3 \sqrt{n}, \quad (\text{IX.11})$$

где n — число станций.

Особо точно при строгом соблюдении равенства плеч при благоприятных внешних условиях, высоком качестве прибора и тщательной установке реек должно быть проведено нивелирование для определения отметок фундаментальных реперов. Следует иметь в виду, что ошибки в отметках фундаментальных реперов, между которыми увязываются проводимые ниве-

лирные ходы, будут искажать картину происходящих осадков. Заметно изменяет отметки реперов сезонное колебание температуры (порядка 1—1,5 мм). Поэтому надо стремиться, чтобы фундаментальные реперы находились примерно в тех же температурных условиях, что и наблюдаемый фундамент, или учитывать величину этого влияния.

На строительных площадках крупных сооружений, например гидроузлов, для геодезического обеспечения наблюдений за осадками отдельных частей сооружений по исходным глубинным реперам прокладывается ход по методике нивелирования I класса. Между реперами прокладываются ходы нивелирования II класса в виде замкнутых полигонов или одиночных ходов длиной до 1 км при расстоянии от нивелира до рейки не более 25 м с включением в ход всех осадочных марок.

Нивелирование II класса производят также и для многих промышленных сооружений. Его выполняют нивелирами типа Н-1 и Н-2 с плоскопараллельной пластинкой и контактным уровнем или с компенсатором типа Ni 007 (ГДР).

Нивелирование производят при одном горизонте в прямом и обратном направлениях, используя штриховые инварные рейки. Висячем ходе допускают не более 2 станций. Высота визирного луча над поверхностью земли или фундамента должна быть не менее 0,5 м. Неравенство расстояний от нивелира до реек допускают не более 1 м, а накопление этого неравенства в замкнутом ходе — не более 3—4 м. Длина визирного луча не должна превышать 30 м.

Предельная невязка в замкнутом полигоне или между пунктами I класса подсчитывается по формуле

$$f_{h_{II(мм)}} = 1,0 \sqrt{n}, \quad (IX.12)$$

где n — число станций.

На земляных и каменнонабросных плотинах, а также на сооружениях, возводимых на сильно сжимаемых грунтах, определение осадок может выполняться нивелированием III класса нивелирами типа Н-3 или Ni 007. Нивелирование проводят при двух горизонтах инструмента в одном направлении. Рейки применяют двусторонние с сантиметровыми делениями. Количество станций висячем ходе допускается не более пяти. Длина визирного луча должна быть не более 40 м. Высота визирного луча должна быть не менее 0,3 м над поверхностью земли. Неравенство расстояний от нивелира до реек не должно превышать 2 м, а накопление их в ходе — 5 м. Предельная невязка хода вычисляется по формуле

$$f_{h_{III(мм)}} = 2,0 \sqrt{n}, \quad (IX.13)$$

где n — число станций.

Обработка материалов. Как обычно, оценка точности нивелирования производится по результатам полевых измерений и поправок, полученным из уравнивания.

По результатам двойных измерений средняя квадратическая ошибка нивелирования на станции

$$m_{h_{\text{ст}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{[d^2]}{n}}, \quad (\text{IX.14})$$

где d — разность двойных измерений превышений на станции; n — общее число равноточных разностей в нивелирной сети.

Для замкнутых нивелирных полигонов и ходов ошибки превышения на одной станции $m_{h_{\text{ст}}}$ и одного километра $\eta_{\text{км}}$ определяют по формулам

$$m_{h_{\text{ст}}} = \sqrt{\frac{\left[\frac{f_h^2}{n} \right]}{N}} \quad (\text{IX.15})$$

и

$$\eta_{\text{км}} = m_{h_{\text{ст}}} \sqrt{\frac{[n]}{[L]}}, \quad (\text{IX.16})$$

где f_h — невязка хода или полигона в мм; n — число нивелирных станций (штативов) в полигоне или ходе; N — число полигонов или ходов; $[L]$ — суммарная протяженность полигонов или ходов в км.

Сеть уравнивают обычно как свободную, используя строгие методы. Так как при периодических наблюдениях за осадками нивелирные ходы прокладывают по одной и той же схеме, то составление нормальных уравнений и их решение относительно свободных членов производят только в начальном цикле. Для последующих циклов поправки выражают непосредственно через величины полученных в данном цикле невязок (свободных членов), что значительно упрощает уравнивательные вычисления.

По результатам уравнивания средняя квадратическая ошибка на 1 км хода

$$\eta_{\text{км (ур)}} = \sqrt{\frac{[pv^2]}{N-r}}, \quad (\text{IX.17})$$

где N — число ходов во всей сети; r — число узловых точек; p — вес хода, определяемый как $p = \frac{1}{L}$ (L — длина хода в км); v — поправка из уравнивания в среднее превышение между узловыми точками.

При выполнении работ необходимо следить, чтобы систематическая ошибка во всех циклах измерения была по абсолютной величине мала. Как показывает опыт, если соблюдаются необходимые меры предосторожности при нивелировании корот-

кими лучами, то систематическая ошибка в ходах до 5—7 км обычно незначительна и ее влиянием на определяемые осадки можно пренебречь.

После уравнивания и оценки точности повторного цикла измерений вычисляют отметки H осадочных марок и составляют ведомости хода осадок. При этом определяют:

величину осадки S между двумя последними циклами $j-1$ и j

$$S_{(j-1)j} = H_j - H_{j-1}; \quad (\text{IX.18})$$

суммарную осадку с начала наблюдений

$$S_j = H_j - H_0; \quad (\text{IX.19})$$

разностную (неравномерную) осадку фундаментов ответственных установок и агрегатов в текущем цикле j

$$\Delta S_{1.2} = (S_2 - S_1)_j \quad (\text{IX.20})$$

и наклон фундамента

$$i_{1.2} = \frac{\Delta S_{1.2}}{l_{1.2}}, \quad (\text{IX.21})$$

где $l_{1.2}$ — расстояние между марками 1 и 2 фундамента;

величину стрелы симметричного прогиба вдоль осей фундамента

$$f = \frac{2S_2 - (S_1 + S_3)}{2} \quad (\text{IX.22})$$

и относительный прогиб

$$f_{\text{от}} = \frac{f}{l_{1.3}}, \quad (\text{IX.23})$$

где S_1 и S_3 — осадки крайних марок на оси фундамента; S_2 — осадка средней марки; $l_{1.3}$ — расстояние между крайними марками 1 и 3;

скорость осадки некоторой марки N среднемесячную или среднегодовую

$$v_N = \frac{S_N}{t}, \quad (\text{IX.24})$$

где t — время наблюдений, выраженное в месяцах или годах; S_N — суммарная осадка марки за этот же период времени;

среднюю скорость осадки всего сооружения

$$v_{\text{ср}} = \frac{\sum_1^r v}{r}, \quad (\text{IX.25})$$

где r — количество наблюдаемых марок.

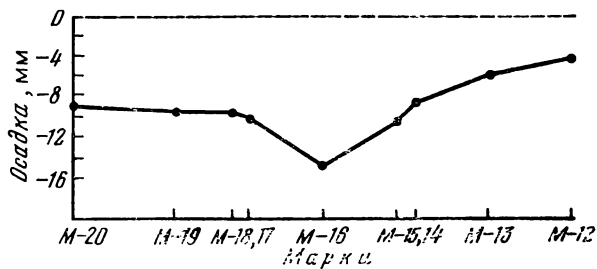


РИС. 162

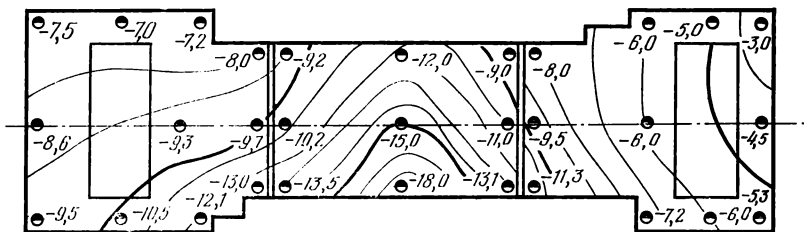


РИС. 163

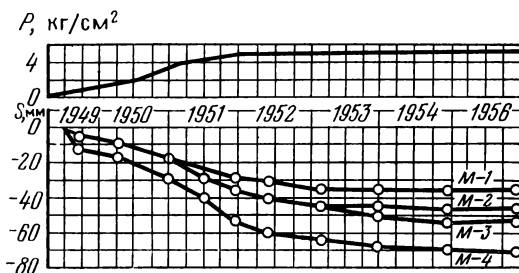


РИС. 164

Для наглядного представления о ходе осадок составляют профили осадок по продольным и поперечным осям (рис. 162), план кривых равных суммарных осадок (рис. 163), совмещенные графики осадок марок основания (рис. 164), а также графики колебаний температуры и уровня грунтовых вод.

Правильное представление о величине осадок и причинах появления трещин можно иметь лишь при наличии результатов наблюдений за температурным режимом фундамента и уровнем грунтовых вод. Поэтому одновременно с нивелированием марок необходимо вести измерения температуры тела фундамента и уровня грунтовых вод, особенно в весенний и осенний периоды, когда изменения этих факторов достигают максимальных величин.

§ 59. ТОЧНОСТЬ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ОСАДКАМИ.
ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ОСАДКОВ

Точность наблюдений. Согласно требованиям СНиП III-2-75 [45] средние квадратические ошибки m_S определения осадок типовых зданий и сооружений не должны превышать (относительно исходного репера):

1 мм — для зданий и сооружений, возводимых на скальных и полускальных грунтах;

2 мм — для зданий и сооружений, возводимых на песчаных, глинистых и других сжимаемых грунтах;

5 мм — для зданий и сооружений, возводимых на насыпных, просадочных заторфованных и других сильно сжимаемых грунтах.

Для прецизионных и сложных сооружений требования к точности наблюдений за осадками обосновываются специальными расчетами.

Основную формулу определения осадок (IX.19) в текущем цикле можно представить в виде (для марки k)

$$S_j = (H_0 + [h_j]_I^k) - (H_0 + [h_0]_I^k) \quad (\text{IX.26})$$

или

$$S_j = [h_j]_I^k - [h_0]_I^k, \quad (\text{IX.26}')$$

где H_0 — отметка исходного репера I; $[h_j]_I^k$ и $[h_0]_I^k$ — сумма уравнированных превышений соответственно текущего и начального циклов наблюдений по ходу от исходного репера до некоторой марки k .

При достаточной устойчивости реперов результаты нивелирования в отдельных циклах имеют независимый характер и ошибка определяемой осадки

$$m_{S_j}^2 = m_{[h_j]}^2 + m_{[h_0]}^2. \quad (\text{IX.27})$$

Приняв $m_{[h_j]} = m_{[h_0]} = m_{[h]}$, получим

$$m_S = m_{[h]} \sqrt{2}. \quad (\text{IX.27}')$$

Если нивелирование на станциях выполняется примерно с одинаковой точностью, то при незначительном влиянии систематических ошибок

$$m_{[h]} = m_{h_{\text{ст}}} \sqrt{k}, \quad (\text{IX.28})$$

где $m_{h_{\text{ст}}}$ — средняя квадратическая ошибка измеренного превышения на станции; k — число станций от исходного репера до наблюдаемой марки.

С учетом выражения (IX.27') формула (IX.28) переписется в виде

$$m_S = m_{h_{\text{ст}}} \sqrt{2k}. \quad (\text{IX.29})$$

Приняв для наиболее слабого места $k = \frac{n}{2}$, получим

$$m_S = m_{h_{\text{ст}}} \sqrt{n}, \quad (\text{IX.30})$$

где n — общее число станций в ходе или полигоне.

Задавшись требуемой точностью определения осадки m_S и классом нивелирования ($m_{h_{\text{ст}}}$) по формуле (IX.30), можно подсчитать для простой сети допустимое количество станций.

При наблюдениях за осадками расстояние от нивелира до реек колеблется от 5 до 25 м, достигая иногда 30—40 м, поэтому в общем случае измеряемые на станциях превышения не будут равноточными.

По исследованиям М. Е. Пискунова [32] для высокоточного нивелирования коротким лучом в благоприятных условиях при использовании в качестве реек шкаловых марок зависимость между ошибкой превышения m_h на станции и длиной визирного луча l выражается уравнением регрессии, полученным эмпирическим путем,

$$m_h = 0,014 + 0,0014l, \quad (\text{IX.31})$$

где l дано в метрах.

Эта ошибка соответствует среднему превышению на станции, полученному по основной и дополнительной шкалам, т. е.

$$h = \frac{h_o + h_d}{2}. \quad (\text{IX.32})$$

Так как

$$h = \frac{(3_o - \Pi_o) + (3_d - \Pi_d)}{2}, \quad (\text{IX.33})$$

то по теории ошибок при ошибках взглядов $m_{3_o} \approx m_{\Pi_o} \approx m_{3_d} \approx m_{\Pi_d} = m_{\text{взг}}$ получим, что ошибка превышения на станции равна ошибке взгляда

$$m_{h_{\text{ст}}} = m_{\text{взг}}. \quad (\text{IX.34})$$

Для превышений, измеренных при двух горизонтах инструмента или в двойном ходе, ошибка среднего результата уменьшится в $\sqrt{2}$ раз

$$m_{h_{\text{ст}}} = \frac{m_{\text{взг}}}{\sqrt{2}}. \quad (\text{IX.35})$$

Для среднего превышения, измеренного при двух горизонтах в двойном ходе,

$$m_{h_{\text{ст}}} = \frac{m_{\text{ваг}}}{2}. \quad (\text{IX.36})$$

Как известно, при неравноточных измерениях

$$m_{[h]_I^k} = \mu_h \sqrt{\left[\frac{1}{\rho_h}\right]_I^k} = \mu_h \sqrt{[\pi_h]_I^k}, \quad (\text{IX.37})$$

где μ_h — ошибка единицы веса превышения; $\left[\frac{1}{\rho_h}\right]_I^k = [\pi_h]_I^k$ — сумма обратных весов по ходу от исходного репера до марки k . Для определяемой осадки в соответствии с формулой (IX.29)

$$m_S = \mu_h \sqrt{2 \left[\frac{1}{\rho_h}\right]_I^k} = \mu_h \sqrt{2 [\pi_h]_I^k}. \quad (\text{IX.38})$$

за ошибку единицы веса рекомендуется принимать ошибку превышения, измеренного при оптимальной длине визирного луча, например 20 м, и принятом числе линий нивелирования (одинарном, двойном при одном-двух горизонтах).

При проектировании высотных сетей по формуле (IX.35) по длине визирного луча рассчитывают ошибку нивелирования для каждой станции, в том числе и μ_h для оптимальной длины, принятой за единицу веса. Тогда вес равноточного результата будет

$$\rho_h = \frac{\mu_h^2}{m_{h_{\text{ст}}}^2} \quad \text{и} \quad \pi_h = \frac{m_{h_{\text{ст}}}^2}{\mu_h^2}. \quad (\text{IX.39})$$

Подсчитав по схеме нивелирной сети по эквивалентному ходу от исходного репера до наиболее слабой точки значение $\left[\frac{1}{\rho_h}\right]$ или $[\pi_h]$, по формуле (IX.39) можно определить допустимую ошибку единицы веса, чтобы обеспечивалась требуемая точность определения осадки,

$$\mu_h = \frac{m_S}{\sqrt{2 [\pi_h]}}. \quad (\text{IX.40})$$

Например, если задано $m_S = 1$ мм и по подсчетам $[\pi_h]_I^k = 24$ (равноточных станций), то ошибка единицы веса по формуле (IX.40) составит

$$\mu_h = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot 24}} = 0,14 \text{ мм}.$$

Это значит, что в данной сети при измерении превышений по основной и дополнительной шкалам в ходе одного направления при длине визирного луча 20 м средняя квадратическая

ошибка превышения (взгляда) допускается 0,14 мм. В случае измерения превышения при двух горизонтах инструмента (или в двойном ходе) сумма обратных весов уменьшится в 2 раза и, следовательно, ошибка единицы веса может быть на $\sqrt{2}$ увеличена:

$$\mu_h = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot 12}} = 0,20 \text{ мм.}$$

В современном высокоточном нивелировании короткими лучами средняя квадратическая ошибка измеряемого превышения (среднего из двойных ходов) составляет 0,05—0,07 мм, при этом одним из главных источников ошибок являются неточности делений шкал реек и их установки на знаках. Поэтому везде, где это возможно, следует стремиться применять шкаловые марки.

При проектировании высотных сетей со сложной схемой ходов для наблюдения за осадками крупных сооружений большой протяженности можно задаться минимально возможной ошибкой единицы веса μ_h и для требуемой ошибки осадки m_S рассчитать по формуле (IX.40) допустимую величину эквивалентного хода.

Приняв $m_S = 1$ мм и $\mu_h = 0,07$ мм, получим

$$[\pi_h] = \frac{\{m_S^2\}}{2\mu_h^2} = \frac{1}{2(0,07)^2} = 100.$$

Если в запроектированной сети число равноточных станций превышает эту величину, то необходимо проложить дополнительные продольные перемычки или уменьшить общую длину сети, установив дополнительные исходные реперы.

При проектировании нивелирных сетей весьма важным вопросом является обеспечение точности определения разности осадок марок. Из формулы (IX.23) с учетом (IX.26) имеем

$$\Delta S_{1,2} = ([h_j]_1 - [h_0]_1) - ([h_j]_2 - [h_0]_2), \quad (\text{IX.41})$$

где $[h]_1$ и $[h]_2$ — суммы уравненных превышений от исходного репера до исследуемых марок 1 и 2 в текущем j и начальном циклах.

Приняв, что измеренные превышения не коррелированы между собой и что точность нивелирования в циклах одна и та же, находим

$$m_{\Delta S_{1,2}}^2 = 2m_{[h]_1}^2 + 2m_{[h]_2}^2. \quad (\text{IX.42})$$

В соответствии с (IX.29) для равноточных измерений на станциях

$$m_{\Delta S_{1,2}}^2 = 2m_{h_{\text{ст}}}^2 (k_1 + k_2) \quad (\text{IX.43})$$

или

$$m_{\Delta S_{1,2}} = m_{h_{\text{ст}}} \sqrt{2(k_1 + k_2)}, \quad (\text{IX.43}')$$

где k_1 и k_2 — число станций от исходного репера до марок 1 и 2.

С учетом неравноточности измерения превышений на отдельных станциях формула (IX.43) примет вид

$$m_{\Delta S_{1.2}}^2 = 2\mu_h^2 ([\pi_h]_1 + [\pi_h]_2), \quad (\text{IX.44})$$

где μ_h — ошибка единицы веса; $[\pi_h]_1$ и $[\pi_h]_2$ — длины эквивалентных ходов от исходного репера до марок 1 и 2.

Если рассматривать осадку марки 2 относительно марки 1, приняв ее за исходную, то сумма $[\pi_h]_1 + [\pi_h]_2$ составит длину эквивалентного хода между ними $[\pi_h]_{1.2}$. Допустимую величину этого хода можно рассчитать по формуле (IX.44), исходя из требуемой точности определения $m_{\Delta S_{1.2}}$

$$[\pi_h]_{1.2} = \frac{m_{\Delta S_{1.2}}^2}{2\mu_h^2}. \quad (\text{IX.45})$$

Если марки 1 и 2 входят в один и тот же замкнутый нивелирный полигон, то с некоторым запасом точности

$$[\pi_h]_{1.2} = \frac{[\pi_h]_1^n}{4}, \quad (\text{IX.46})$$

где $[\pi_h]_1^n$ — общее число всех равноточных превышений этого полигона. Его допустимая величина составит

$$\text{доп } [\pi_h]_1^n = \frac{2m_{\Delta S_{1.2}}^2}{\mu_h^2}. \quad (\text{IX.47})$$

При ориентировочных подсчетах необходимая точность нивелирования может быть определена по критической для данного сооружения величине неравномерных осадок $\Delta S_{\text{кр}}$. Можно принять допустимую среднюю квадратическую ошибку определения разностной осадки

$$m_{\Delta S} = \frac{\Delta S_{\text{кр}}}{Kt}, \quad (\text{IX.48})$$

где $\frac{1}{K}$ — коэффициент пренебрегаемого влияния ошибок измерений; t — нормированный множитель при переходе от предельной ошибки к средней квадратической.

С учетом выражения (IX.45) имеем

$$\mu_h = \frac{\Delta S_{\text{кр}}}{\sqrt{2} [\pi_h]_{1.2} Kt}. \quad (\text{IX.49})$$

Для близко расположенных марок можно принять $[\pi_h]_{1.2} = 1$. Тогда

$$\mu_h = \frac{\Delta S_{\text{кр}}}{\sqrt{2} Kt}. \quad (\text{IX.50})$$

Приняв для типовых сооружений $K=2,2$ (точность учета влияния ошибок $q_K=10\%$) и $t=2$ (вероятность $p=0,95$), получим

$$\mu_h = 0,16\Delta S_{кр}.$$

При $K=2,5$ ($q_K=8\%$) и $t=2,56$ ($p=0,99$)

$$\mu_h = 0,11\Delta S_{кр}.$$

Для особо ответственных сооружений следует принять $K=3$ ($q_K=5\%$), $t=3$ ($p=0,9973$) и

$$\mu_h = 0,08\Delta S_{кр}.$$

Периодичность наблюдений за осадками. Наблюдения за осадками строящихся ответственных сооружений начинают сразу же после начала возведения фундаментов. Если первый цикл наблюдений будет проведен с запозданием, то последующие наблюдения будут в значительной степени обесценены в связи с невыявленной частью уже происшедшей осадки.

Частота измерений зависит от развития осадки сооружения во времени. Этот процесс получил название затухания осадки, или консолидации.

Как показывают наблюдения, продолжительность осадки зданий и сооружений зависит от типа строения, литологического состава и физического состояния горных пород, слагающих основания сооружений, и может колебаться в широких пределах. Большая часть осадок завершается в строительный период, но иногда осадки растягиваются на годы и десятилетия. Быстро завершаются осадки у скальных пород, где они сводятся к практически упругим деформациям и закрытию трещин.

Сравнительно недолго продолжаются осадки на песчаных основаниях. Консолидация же глинистых грунтов обычно растягивается на многие месяцы и годы. В качестве примера на рис. 164 приведен график консолидации основания Московского университета по результатам наблюдений осадочных марок М-1, М-2, М-3 и М-4. Как видно из графика, осадка здания университета продолжалась семь лет, и только после этого процесс консолидации приблизился к своему завершению (кривые осадки почти параллельны оси абсцисс).

Несмотря на большую длительность процесса консолидации, основная часть деформации естественного основания, даже при наличии в основании большой по мощности толщи глин, приходится на строительный период (от 50 до 80—85%). Поэтому количество циклов наблюдений за осадками сооружений и зданий в строительный период определяется по признаку роста нагрузок на основание. Первый цикл наблюдений начинают после возведения фундамента, когда вес сооружения достигнет при-

мерно 25 % его полного веса. Последующие циклы измерений осадок производят при достижении нагрузки в 50, 75, 100 % полного веса сооружения. Для сооружений, возводимых на мягких грунтах, проводят дополнительные циклы наблюдений в зависимости от скорости осадки. Особенно высокая частота измерений устанавливается при строительстве на просадочных породах от ежедневных до одного раза в 10—30 дней. После достижения полного веса сооружения (в период его эксплуатации) измерения продолжают два-три раза в год до стабилизации осадок, когда их скорость составляет не более 1—2 мм в год. Для особо чувствительных сооружений наблюдения выполняют и после стабилизации осадок с интервалом до 2—3 лет. Частота измерений осадок в период эксплуатации сооружения во многом зависит от качества прогнозирования осадок зданий и сооружений. Хорошо выполненный прогноз может значительно сократить цикличность натуральных наблюдений и уменьшить значительные затраты.

Прогнозирование осадок. В отечественной практике используются несколько методов расчета осадки сооружений, дающих в большинстве случаев результаты, хорошо согласующиеся с данными натуральных наблюдений. Однако иногда отмечаются и значительные расхождения.

Для проверки достоверности результатов расчетов конечной величины осадки по различным формулам Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений Госстроя СССР были проведены специальные наблюдения. Эти исследования показали, что все применяемые формулы дают примерно одинаковые по своей достоверности результаты, но при расчете конечных осадок в отдельных случаях могут быть значительные ошибки, искажающие результаты в 2—3 раза и более. При этом было выявлено, что причины наблюдающихся расхождений связаны главным образом не с особенностями теоретических предпосылок, положенных в основу различных расчетных формул и схем, а с трудностью получения достаточно точных и надежных расчетных характеристик многих свойств горных пород, используемых в расчетах.

Большое значение имеет также учет таких факторов, как упругая отдача дна котлованов, гидрогеологические условия, тип сооружения и метод его возведения и пр. В связи с этим считается, что удовлетворительное решение задачи прогноза осадок сооружений может быть найдено путем сочетания теоретических методов с эмпирическими приемами, основанными на анализе результатов натуральных наблюдений за осадками построенных сооружений.

По результатам наблюдений за осадками фундаментов аналитически подбирается кривая, наилучшим образом характеризующая ход осадок, т. е. создают математическую модель осадок.

Часто для аппроксимирования осадок во времени t используют экспоненциальную кривую вида

$$S_t = S_K (1 - e^{-\alpha t}), \quad (\text{IX.51})$$

где S_K — конечная осадка; α — коэффициент относительной сжимаемости грунтов. Величины S_K и α неизвестны и определяются на основании ряда циклов наблюдений по методу наименьших квадратов под условием $[\delta_j^2] = \min$. Поправка

$$\delta_j = S_{t_j}' - S_{t_j}'$$

где S_{t_j}' — определяемая в натуре осадка за время t_j .

Для приведения функции (IX.51) к линейному виду вводят приближенные значения величин S_{K_0} и α_0 , полученные из предварительных расчетов или из натуральных наблюдений. Ограничиваясь первыми степенями разложения функции в ряд, получают

$$S_{t_j} = (S_{t_j})_0 + \left(\frac{\partial S_{t_j}}{\partial \alpha} \right)_0 \Delta \alpha + \left(\frac{\partial S_{t_j}}{\partial S_K} \right)_0 \Delta S_K,$$

где

$$\Delta \alpha = \alpha - \alpha_0; \quad \Delta S_K = S_K - S_{K_0}; \quad (S_{t_j})_0 = S_{K_0} (1 - e^{-\alpha_0 t_j}).$$

Подставив значения частных производных

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial S_{t_j}}{\partial \alpha} \right)_0 &= S_{K_0} t_j e^{-\alpha_0 t_j} = a_j, \\ \left(\frac{\partial S_{t_j}}{\partial S_K} \right)_0 &= 1 - e^{-\alpha_0 t_j} = b_j, \end{aligned}$$

получают уравнения поправок в виде

$$a_j \Delta \alpha + b_j \Delta S_K + l_j = \delta_j, \quad (\text{IX.52})$$

где свободный член $l_j = (S_{t_j})_0 - S_{t_j}'$, и нормальные уравнения

$$\left. \begin{aligned} [aa] \Delta \alpha + [ab] \Delta S_K + [al] &= 0, \\ [ab] \Delta \alpha + [bb] \Delta S_K + [bl] &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.53})$$

Из решения нормальных уравнений находят неизвестные $\Delta \alpha$ и ΔS_K и, следовательно, $\alpha = \alpha_0 + \Delta \alpha$ и $S_K = S_{K_0} + \Delta S_K$. Подставив численные значения α и S_K в формулу (IX.51), получают уравнение кривой, по которому можно прогнозировать осадки на 1—2 цикла вперед, подставив соответствующее значение времени t . Используя уравнение (IX.51), можно прогнозировать и скорость осадки

$$v = \frac{dS_t}{dt} = S_K \alpha e^{-\alpha t}. \quad (\text{IX.54})$$

Из формулы (IX.54) следует, что максимальная скорость осадки будет в начале наблюдений и с течением времени t от цикла к циклу она убывает (рис. 165).

Следует иметь в виду, что практическая стабилизация осадок по формуле (IX.51) происходит при значении $at \geq 6$. Отсюда, зная коэффициент a , можно ориентировочно определить время t , в течение которого необходимо проектировать наблюдения за деформациями.

Для прогнозирования осадок применяется полином

$$S_t = a_0 + a_1 t + a_2 t^2 + \dots + a_n t^n, \quad (\text{IX.55})$$

где t — время наблюдений; $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ — коэффициенты. Степень полинома (IX.55) определяется из исследований, которые показывают, что увеличение степени не всегда повышает точность аппроксимации. Так, для песчано-глинистых грунтов часто надежные результаты получаются при $n=2 \div 3$. Известные коэффициенты a_i вычисляют по методу наименьших квадратов, используя результаты натуральных наблюдений.

Если степень полинома n уточняется одновременно с определением коэффициентов a_i , то задачу решают методом последовательных приближений, при этом циклы наблюдений производят через строго одинаковые отрезки времени. Предпочтение отдают уравнению той степени, которая дает наименьшую сумму квадратов фактических осадок от их расчетных значений.

При прогнозировании осадок рекомендуется для получения наиболее достоверных результатов параметры аппроксимирующей кривой последовательно уточнять, используя последние циклы наблюдений.

При выполнении повторных циклов измерений необходимо учитывать действия различных факторов, которые могут оказать влияние на осадку сооружения, а именно: проведение подземных работ, возведение по соседству новых крупных сооружений; изменение температурного режима грунтов основания; искусственное изменение уровня грунтовых вод; изменение динамических нагрузок и т. п. В таких случаях график наблюдений должен предусматривать проведение измерений осадок до, во время и после воздействия какого-либо из указанных факторов, и в зависимости от полученных результатов график наблюдений корректируется. Если в результате полного затухания осадок наблюдения были прекращены, то при выполнении инженерно-строительных работ, которые могут вызвать вторичные осадки, они возобновляются.

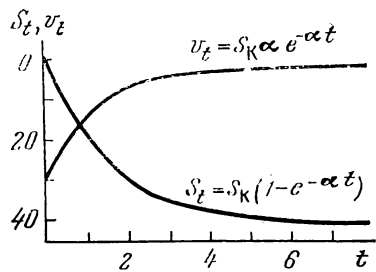


РИС. 165

§ 60. АНАЛИЗ УСТОЙЧИВОСТИ РЕПЕРОВ ВЫСОТНОЙ ОСНОВЫ

При оценке точности нивелирования и определения осадок предполагалось, что исходные реперы за время всех циклов наблюдений не изменяют свою высоту. Между тем из опыта установлено, что отметки глубинных (фундаментальных) реперов, заложенных даже в скальных породах, могут изменяться, вследствие чего в измеряемые превышения входят ошибки.

На вертикальные смещения реперов влияют природные (вариации температуры пород и уровня грунтовых вод, изменения влажностного режима и т. п.) и антропогенные факторы (давление от воздвигаемых сооружений, забор грунтовых вод и т. д.). Поэтому для достоверного выявления осадок наблюдаемых элементов сооружения необходимо проводить тщательный анализ устойчивости исходных (опорных) реперов и на основании этого анализа определять наиболее стабильный репер, который принимать за исходный для данного цикла измерений.

Иногда за исходные принимают наиболее удаленные знаки, которые должны устанавливаться вне сферы влияния сооружения. Однако значительное удаление исходных знаков от объекта исследований ведет к потере точности при передаче отметок. Кроме того, границы воздействия сооружения весьма неопределенны, и реперы, расположенные как будто за пределами мобильной зоны, на самом деле могут смещаться вместе с породами, в которых заложены их якоря. В таких неопределенных случаях стремятся создать знаки, которые по своей конструкции гарантировали бы надежную сохранность исходной отметки. Такой путь также не всегда обеспечивает решение поставленной задачи, так как создать совершенно стабильный знак практически невозможно. Кроме того, сооружение сложных, высокоустойчивых знаков связано со значительными экономическими затратами. Поэтому анализу устойчивости реперов по результатам повторных измерений необходимо придавать большее внимание, стремясь ослабить влияние смещений реперов на результаты нивелирования путем введения соответствующих поправок.

Проблеме контроля устойчивости пунктов высотной основы посвящен ряд исследований как в СССР, так и за рубежом. В простейших схемах используют способ сравнения превышений в группе (кусте) близко расположенных реперов. Так как осадка репера вызывает изменение превышений между ним и смежными пунктами, то систематические изменения одноименных превышений между реперами от цикла к циклу, явление невязок ходов преимущественно с одним знаком свидетельствуют об изменении высотного положения репера. Если, например, в кусте реперов (рис. 166) превышение $h_{1,2}$ в пределах точности нивелирования остается во всех циклах постоян-

ным, а превышения $h_{2,3}$ и $h_{1,3}$ систематически увеличиваются, то есть основания предполагать, что *Pen 3* опускается. Менее оснований допускать, что *Pen 1* и *Pen 2* равномерно поднимаются вверх. Однако обоснованное суждение по этому вопросу, а также по выявлению общей осадки кустовых реперов можно иметь только в результате анализа невязок всех ходов высокоточного нивелирования.

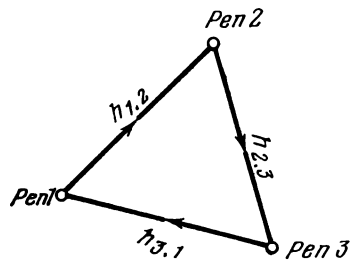


РИС. 166

Более надежные данные об устойчивости высотной основы можно получить способом корреляционного анализа превышений*. Как известно, при устойчивых реперах измеренные в разных циклах одноименные превышения между ними независимы и отличаются в пределах точности нивелирования. Коэффициенты корреляции будут близки к нулю.

При наличии осадок реперов, превосходящих по величине ошибки измерений, превышения в разных циклах будут коррелированы между собой. Из анализа коэффициентов корреляции можно определить оседаемый репер и по составленному уравнению регрессии предвычислить примерную величину его осадки.

Для применения способа корреляционного анализа желательно иметь не менее 8 циклов наблюдений за устойчивостью реперов. Для каждого превышения h_j в циклах вычисляют среднее значение \bar{h}_j , отклонение от среднего значения Δ_j и суммы $[\Delta_j^2]$, $[\Delta_1\Delta_2]$, $[\Delta_1\Delta_3]$, ..., по которым определяют стандартные отклонения

$$\sigma_{h_j} = \sqrt{\frac{[\Delta_j^2]}{n-1}} \quad (\text{IX.56})$$

и коэффициенты корреляции:

а) парные между превышениями

$$\left. \begin{aligned} r_{h_1, h_2} &= \frac{[\Delta_1\Delta_2]}{n} \frac{1}{\sigma_{h_1}\sigma_{h_2}}, \\ r_{h_1, h_3} &= \frac{[\Delta_1\Delta_3]}{n} \frac{1}{\sigma_{h_1}\sigma_{h_3}}, \\ r_{h_2, h_3} &= \frac{[\Delta_2\Delta_3]}{n} \frac{1}{\sigma_{h_2}\sigma_{h_3}}; \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.57})$$

* Предложение В. А. Карпенко.

б) частные при связи h_1 и h_2 и постоянном h_3

$$r_{h_1, h_2, h_3} = \frac{r_{h_1, h_2} - r_{h_1, h_3} r_{h_2, h_3}}{\sqrt{(1 - r_{h_1, h_3}^2)(1 - r_{h_2, h_3}^2)}}, \quad (\text{IX.58})$$

при связи h_1 и h_3 и постоянном h_2

$$r_{h_1, h_3, h_2} = \frac{r_{h_1, h_3} - r_{h_1, h_2} r_{h_3, h_2}}{\sqrt{(1 - r_{h_1, h_2}^2)(1 - r_{h_3, h_2}^2)}},$$

при связи h_2 и h_3 и постоянном h_1

$$r_{h_2, h_3, h_1} = \frac{r_{h_2, h_3} - r_{h_1, h_2} r_{h_1, h_3}}{\sqrt{(1 - r_{h_1, h_2}^2)(1 - r_{h_1, h_3}^2)}};$$

в) множественные

$$\left. \begin{aligned} R_{h_1, h_2, h_3} &= \sqrt{\frac{r_{h_1, h_2}^2 + r_{h_2, h_3}^2 - 2r_{h_1, h_2} r_{h_2, h_3} r_{h_1, h_3}}{1 - r_{h_2, h_3}^2}}, \\ R_{h_2, h_1, h_3} &= \sqrt{\frac{r_{h_2, h_1}^2 + r_{h_2, h_3}^2 - 2r_{h_1, h_2} r_{h_1, h_3} r_{h_2, h_3}}{1 - r_{h_1, h_3}^2}}, \\ R_{h_3, h_1, h_2} &= \sqrt{\frac{r_{h_3, h_1}^2 + r_{h_3, h_2}^2 - 2r_{h_1, h_2} r_{h_1, h_3} r_{h_2, h_3}}{1 - r_{h_1, h_2}^2}}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.59})$$

Проверяют значимость коэффициентов корреляции, вычисляя их средние квадратические отклонения

$$\sigma_r = \frac{1 - r_h^2}{\sqrt{n - 1}}. \quad (\text{IX.60})$$

Коэффициент считается значим, если

$$r_h > 3\sigma_r.$$

При линейной связи превышений h_1 и h_2 уравнение парной регрессии имеет вид

$$h_1 = \rho_{h_1, h_2} h_2 + a, \quad (\text{IX.61})$$

где

$$\rho_{h_1, h_2} = r_{h_1, h_2} \frac{\sigma_{h_1}}{\sigma_{h_2}}.$$

Общее суждение об устойчивости реперной основы можно получить из дисперсионного анализа. Вычислив средние квадратические ошибки нивелирования в каждом цикле наблюдений и ошибки определения превышений между циклами, проверяют состоятельность нулевой гипотезы о равенстве средних превышений между одноименными реперами в разных цик-

лах. Если, например, для h_1, h_2, h_3 получены ошибки внутри циклов 0,3 мм, а между циклами — около 1 мм, то нулевая гипотеза несостоятельна.

Исходя из точности нивелирования, вычисляют предельную величину систематического изменения средних превышений между отдельными циклами наблюдений. Расхождения в средних превышениях, превосходящие эту величину (в нашем примере 0,3 мм), свидетельствуют об осадках пунктов нивелирной основы.

Способ, разработанный румынским геодезистом А. Костехелем*, основан на принципе неизменной отметки наиболее устойчивого репера сети. Автор предполагает, что после уравнивания свободной нивелирной сети колебание одноименных превышений в разных циклах вызывается главным образом осадками реперов. Поэтому разность значений превышений звена в текущем h_j и первом h_1 циклах

$$v = h_j - h_1$$

отражает суммарное влияние осадок реперов между этими циклами. Значение v вычисляют для всех реперов и для каждой пары циклов, принимая последовательно за исходные реперы сети 1, 2, 3... Репер, для которого полученная $[vv] = \min$, считается наиболее устойчивым и его высота, взятая из начального цикла, принимается за исходную при вычислении отметок.

Для характеристики относительной стабильности сети в каждом цикле наблюдений i для каждого репера j вычисляют

$$\Delta H_j = H_{ji} - H_{j1}, \quad (\text{IX.62})$$

т. е. изменение его отметки («осадку») относительно начального цикла, и предельную ошибку определения этой разности в соответствии с формулой (см. IX.49)

$$\Delta S_j = t \mu_h \sqrt{2 [\pi_h]}, \quad (\text{IX.63})$$

где t — нормированный множитель, принимаемый равным 2 или 3; μ_h — средняя квадратическая ошибка единицы веса; $[\pi_h]$ — обратный эквивалентный вес хода.

Если $\Delta H_j \leq \Delta S_j$, т. е. при $\frac{\Delta H_j}{\Delta S_j} \geq 1$, влияние осадки репера не превышает ошибок нивелирования, и он считается стабильным. В противном случае предполагается, что репер дает осадки и исключается из числа опорных. После исключения нестабильных реперов анализ сети повторяют.

В способе, предложенном В. Ф. Черниковым**, лежит прин-

* *Costăchel A.* Einige neue Aspekte bei Präzisionsnivelements zur Bestimmung des Senkung von Bauten.— *Vermessungstechnik*, № 7, 1967, s. 250—257.

** *Черников В. Ф.* Создание высотной опорной сети для наблюдения за осадками промышленных сооружений.— *Изв. вузов, Геодезия и аэрофото-съемка*, 1963, № 5, с. 89—94.

цип неизменной средней отметки реперов сети. В этом способе в каждом очередном цикле наблюдений нивелирная сеть уравнивается как свободная. По отметке любого репера из первого цикла наблюдений вычисляют отметки всех реперов сети в последующих циклах. Вследствие влияния ошибок измерений δ_n и за счет возможных изменений η положения реперов вычисленные разности отметок одноименных реперов в текущем j и начальном циклах не будут равны нулю:

$$\left. \begin{aligned} \Delta H_1 &= \delta_{n_1} + \eta_1, \\ \Delta H_2 &= \delta_{n_2} + \eta_2, \\ &\dots \dots \dots \\ \Delta H_n &= \delta_{n_n} + \eta_n, \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.64})$$

где 1, 2, ..., n — номер репера.

Если за исходный при вычислении отметок был принят первый репер, то $\eta_1 = 0$. Находят такое значение поправки η в высоту исходного репера в текущем цикле, чтобы после исправления всех отметок на эту поправку квадрат суммы оставшихся отклонений был минимальным:

$$[\delta_n + \eta]^2 = \min. \quad (\text{IX.65})$$

Обозначив $\delta_n + \eta$ через δ , получают уравнения поправок

$$\left. \begin{aligned} \eta + \Delta H_1 &= \delta_1 \\ \eta + \Delta H_2 &= \delta_2, \\ &\dots \dots \dots \\ \eta + \Delta H_n &= \delta_n. \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.66})$$

Решая уравнения (IX.66) относительно η под условием (IX.65), находят

$$n\eta = [\Delta H] = 0$$

и

$$\eta = -\frac{[\Delta H]}{n}. \quad (\text{IX.67})$$

Введя поправку η в исходную отметку, по уравненным превышениям перевычисляют отметки всех реперов текущего цикла. Таким же образом можно определить устойчивость одних и тех же реперов между двумя любыми циклами наблюдений.

В данном способе поправка η (IX.67) в отметку исходного репера является дополнением до отметки средней плоскости, так как вероятнейшие отметки будут средними из отметок, найденных при принятии за исходную каждой из опорных точек по одним и тем же уравненным превышениям в этом цикле.

Величины поправок $\delta = \Delta H + \eta$ в общем характеризуют состояние высотной основы. При более или менее устойчивых реперах эти поправки, как правило, не превышают допустимых ошибок геодезических измерений. Реперы, у которых поправки δ значительно превышают предельные ошибки нивелирования, должны быть исключены из числа опорных.

Оригинальный способ оценки устойчивости реперов дан В. Н. Ганьшиным и А. Ф. Стороженко*. В нивелирную сеть, связывающую r исследуемых реперов, включают m узловых пунктов с таким расчетом, чтобы общее число точек, отметки которых определяют из уравнивания, составило

$$n = r + m.$$

Уравнивание свободной сети выполняется при введении специального дополнительного уравнения

$$\Delta_1 p_1 + \Delta_2 p_2 + \dots + \Delta_n p_n = 0, \quad (\text{IX.68})$$

где Δ_i — поправки к приближенным отметкам пунктов; p_i — произвольные числа, сумма которых отлична от нуля ($p_1 + p_2 + \dots + p_n \neq 0$).

Если сеть уравнивать под условием $\Delta_i = 0$, т. е. при $p_1 = 1$ и $p_2 = p_3 = \dots = p_n = 0$, то приходим к способу неизменной отметки одного репера. Если принять при уравнивании для всех r реперов

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_r = 0,$$

$$p_1 = p_2 = \dots = p_r = 1; \quad p_{r+1} = p_{r+2} = \dots = p_n = 0, \quad (\text{IX.69})$$

то получим решение, результат которого идентичен способу «неизменности средней высоты реперов сети».

В первом цикле наблюдений рекомендуется уравнивать сеть при дополнительном условии

$$p_1 = 1; \quad p_2 = p_3 = \dots = p_n = 0$$

и отметки реперов вычислять от высоты первого репера, принятого за исходный.

Во втором и последующих циклах при уравнивании используют дополнительное уравнение вида (IX.69). Отметки реперов из первого цикла принимаются за приближенные значения, к которым находят из уравнивания поправки.

Исследования, выполненные Ю. Е. Федосеевым** на математической модели, показали, что надежность способов А. Костехеля и В. Ф. Черникова можно повысить, если анализировать превышения, полученные в двух смежных циклах. С целью

* Ганьшин В. Н., Стороженко А. Ф. Методы оценки устойчивости реперов. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1973, № 5, с. 3—10.

** Федосеев Ю. Е. Анализ способов исследования устойчивости реперов высотной основы. Исследования по геодезии, аэрофотосъемке и картографии. — Межвузовский сборник, вып. 2. М., 1977, с. 39—49.

исключения неоднозначности в определении смещений реперов и сохранения малого объема вычислений Ю. Е. Федосеевым выполнено дальнейшее развитие способа В. Ф. Черникова.

Предположим, что по результатам измерений, выполненных в двух циклах, вычислены отметки всех реперов. Выбор исходного репера произволен. В качестве начала отсчета используется средняя плоскость, отметку которой вычисляют по отметкам всех реперов. Отклонение каждого репера относительно этой плоскости вычисляют по формуле

$$v_{i,j} = H_{i,j} - \frac{\sum_{i=1}^{i=n} H_{i,j}}{n}, \quad (\text{IX.70})$$

где n — число анализируемых реперов; $H_{i,j}$ — отметка каждого репера в j -м цикле.

Если в течение времени, прошедшего между циклами, все реперы будут стабильны, то их отклонения от средней плоскости будут постоянны в пределах ошибок измерений. Допустим, что к моменту проведения $j+1$ цикла изменилась высота одного из реперов

$$H'_{k,j+1} = H_{k,j} + \Delta_k.$$

Тогда уклонение каждого репера от средней плоскости с учетом изменения его высоты будет иметь вид

$$\left. \begin{aligned} v'_{1,j+1} &= v_{1,j} - \frac{\Delta_k}{n}, \\ v'_{2,j+1} &= v_{2,j} - \frac{\Delta_k}{n}, \\ &\dots \dots \dots \\ v'_{k,j+1} &= v_{k,j} + \Delta_k - \frac{\Delta_k}{n}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.71})$$

Из этих уравнений видно, что в результате изменения высоты одного из реперов остальные также изменили свое положение относительно средней плоскости на величину $\frac{\Delta_k}{n}$. Эта величина автором способа названа реакцией системы на смещение одного репера. Высота действительного сместившегося репера относительно той же плоскости изменилась на величину $\Delta_k - \frac{\Delta_k}{n}$. Если потеряли устойчивость два репера k и r , то реакция системы будет $-\frac{\Delta_k + \Delta_r}{n}$. Высотное положение реперов k и r относительно средней плоскости изменится на $+\Delta_k - \frac{\Delta_k + \Delta_r}{n}$ и $+\Delta_r - \frac{\Delta_k + \Delta_r}{n}$. Следовательно, по изменению высотного положения реперов относительно средней плоскости можно судить

о количественных характеристиках устойчивости реперов. Построив график отклонений реперов от средней плоскости, можно выделить высотные изменения положения реперов относительно средней плоскости действительно неустойчивых реперов на фоне реакций всей системы. На этом графике смещения таких реперов будут характеризоваться скачкообразными изменениями, в то время как реакция системы будет иметь такой же вид, но с обратным знаком и в $\frac{n-1}{n}$ раз меньше. При длинных рядах наблюдений анализ графиков может вызвать затруднения, так как они могут расходиться. В таких случаях лучше строить графики разностей отклонений одноименных реперов от средней плоскости, которые лишены этого неудобства,

$$\delta v_i = v_{i, j} - v_{i, j+1}. \quad (IX.72)$$

Задача выявления стабильных реперов от нестабильных усложняется тем, что все величины искажены ошибками их определения. Поэтому необходимо вычислять средние квадратические ошибки анализируемых величин и по ним строить доверительные интервалы. Тогда все высотные отклонения реперов, меньше их двойной средней квадратической ошибки, можно считать результатом ошибок измерений.

После этого анализ можно продолжать двумя путями:

- 1) выбрать наиболее стабильный репер и относительно него рассматривать смещения всех остальных;
- 2) вычислить по отметкам одного из реперов положение неподвижного начала отсчета и рассматривать смещения всех реперов относительно этого начала.

Далее в вычисленные отклонения реперов от средней плоскости вводят поправки за его собственные движения и смещения всех остальных реперов.

Эти поправки позволяют вычислить положение любого репера в «неподвижной» системе высот. Поправки в отклонения использованного при вычислениях репера характеризуют его собственные движения. Зная «истинное» смещение одного из реперов, нетрудно определить характер смещения остальных реперов.

Какой бы метод определения устойчивости реперов не применялся, для однозначного и наиболее полного суждения об их стабильности необходимо привлекать инженерно-геологические, гидрологические и другие материалы, позволяющие судить о стабильности горных пород в местах закладки реперов.

§ 61. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКОВ ГИДРОСТАТИЧЕСКИМ И ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКИМ НИВЕЛИРОВАНИЕМ

Применение гидростатического нивелирования. Наблюдения за осадками фундаментов можно производить способом гидростатического нивелирования, при этом возможны два пути: пер-

вый — определение отметок осадочных марок переносным гидростатическим прибором; второй, более рациональный — установка по периметру фундамента стационарной гидростатической системы.

Как показывает опыт, гидростатическое нивелирование целесообразно использовать при наблюдениях за вертикальными перемещениями точек фундаментов и несущих строительных конструкций в стесненных условиях подвальных и цеховых помещений, где не могут быть обеспечены условия хорошей видимости наблюдаемых точек, отсутствуют удобные места для установки нивелира и для работы наблюдателя, а также в помещениях, где в связи с производственным процессом пребывание человека нежелательно или вообще исключено. В последнем случае целесообразно создавать стационарные гидростатические системы с дистанционным получением информации о высотных перемещениях точек.

Основные ошибки гидростатического нивелирования вызываются влиянием внешних условий.

Изменение температуры внешней среды может вызвать общее равномерное изменение температуры всей системы и изменение температуры того или иного сосуда или части соединительных шлангов.

Локальные изменения температуры могут происходить на фоне общего хода изменения температуры всей системы. Равномерное изменение температуры системы может вызвать ошибки в измерениях только при одновременном снятии отсчетов по измерительным сосудам. При большом количестве измерительных сосудов следует проводить независимые измерения по каждой паре смежных сосудов или независимые попарные измерения относительно опорного сосуда.

Для уменьшения влияния локальных нагревов на точность гидростатической системы необходимо соединительные шланги укладывать горизонтально; система должна быть изолирована от местных источников теплового излучения; при измерениях на открытом воздухе систему следует теплоизолировать, а измерения проводить ночью или днем в пасмурные дни.

Из опытных данных известно, что наличие напорного резервуара в замкнутой гидростатической системе в значительной степени ослабляет влияние ошибок за изменение температуры. Для этого следует производить выравнивание температуры воды перед каждым очередным циклом измерений осадок путем принудительного перемешивания ее во всей системе перекачкой.

В замкнутой гидростатической системе, не имеющей напорного резервуара, необходимо вводить поправки за влияние перепада температуры. Для этого нужно определять среднюю температуру жидкости в каждой половине секции между измерительными сосудами.

При тщательной наладке гидростатической системы и при правильной методике измерений температурную ошибку можно свести к весьма малой величине, находящейся в пределах 0,1 мм.

В результате изменения атмосферного давления происходит перераспределение жидкости из одних сосудов в другие. Особенно это заметно при использовании гидростатических систем большого протяжения. Причем, чем меньше плотность применяемой жидкости, тем больше будет заметно влияние перепадов атмосферного давления на точность гидростатического нивелирования.

Чтобы избежать влияния вариаций атмосферного давления, создают геометрические системы, в которых давление в различных сосудах уравнивается через специально предназначенные для этого шланги.

Самым распространенным заполнителем в гидростатических системах является вода с добавлением 0,1 % раствора формалина. При отрицательных температурах используют различные спирты или антифризную жидкость.

Переносный гидростатический прибор (рис. 167) состоит из двух сосудов, подвешиваемых на соседние металлические стержни 1, которые бетонируют в наблюдаемых точках или ввинчивают на время измерений в осадочные марки. Каждый сосуд по показаниям уровня винтом 3 приводят в отвесное положение.

Совместив острие измерительного винта 2 с мениском жидкости, по шкалам прибора берут отсчеты. Затем измерения повторяют при переставленных местами сосудах и по формуле (VII.76) вычисляют превышение между наблюдаемыми марками. При благоприятных внешних условиях (см. § 51) прибор обеспечивает высокую точность измерений осадок (0,05—0,1 мм).

Простая стационарная гидростатическая система состоит из охватывающей фундамент общей коммуникации, имеющей в наблюдаемых точках выходы (пьезометры) в виде стеклянных трубок с миллиметровыми делениями, и компенсаторов — резервуаров значительного объема, выравнивающих уровень жидкости в системе при осадках отдельных пьезометров.

В каждом цикле измерений наблюдают за уровнем (мениском) жидкости в пьезометрах. Разности этих отсчетов характеризуют величины осадок трубок с ошибкой порядка 0,3 мм при отсчитывании по шкале на глаз.

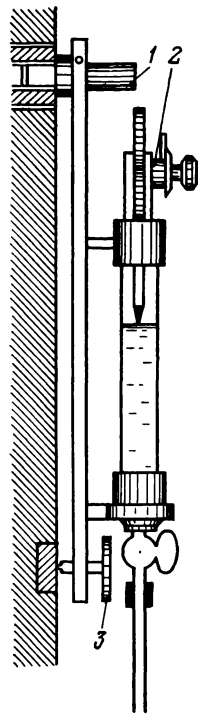


РИС. 167

Наблюдения в гидростатической системе легко могут быть автоматизированы, если каждый пьезометр оборудовать электрическими контактами. При осадке пьезометра токопроводящая жидкость будет замыкать цепь, давая на пульт соответствующие сигналы.

В Ереванском политехническом институте под руководством проф. Р. А. Мовсисяна налажен выпуск стационарной системы гидростатического нивелирования, предназначенной для дистанционного высокоточного измерения превышений между точками в условиях закрытых помещений при температуре окружающего воздуха от $+5$ до $+40$ °С и относительной влажности до 90 %. Система позволяет измерять превышения в диапазоне ± 4 мм от некоторого среднего уровня со средней квадратической ошибкой 20 мкм. Время одного замера составляет около 30 с.

Расстояние между блоком управления и датчиками может составлять до 2 км. Питание системы осуществляется от сети переменного тока с напряжением 220 В и частотой 50 Гц. Потребляемая мощность при номинальном напряжении сети не превышает 80 Вт.

Датчики, устанавливаемые на контролируемых точках объектов, соответствующими кабелями подключаются к распределительным коробкам, которые устанавливаются в зоне контролируемого объекта.

Каждая распределительная коробка рассчитана на подключение к ней трех датчиков. Все коробки подключаются к магистральному кабелю, соединяющему их с блоком управления, который может быть вынесен на значительное расстояние от контролируемого объекта. Датчики системы, соединенные между собой трубопроводами, заливаются рабочей жидкостью.

Упрощенная функциональная схема, поясняющая принцип работы системы, дана на рис. 168. Опрос выбранного датчика осуществляется нажатием на блоке управления кнопки K_n «пуск». При этом нижней парой контактов пусковой кнопки осуществляется переброс триггера $TГ$ в такое состояние, при котором клапан $KЛ$ открывается. Одновременно через верхнюю пару контактов пусковой кнопки подводится напряжение к обмотке электродвигателя $ЭД$, вал которого начинает вращаться. На валу $ЭД$ насажен кулачок K , на боковой поверхности которого имеется выступ B . Этот выступ выходит из соприкосновения с концевым переключателем $KП$, который срабатывает и самоблокирует цепь питания электродвигателя на время полного оборота кулачка. Кулачок K приводит в поступательное движение шток индикатора часового механизма $ИЧ$, который в свою очередь сообщает вращательное движение кодирующему диску $КД$ со щелями. Осветительная лампочка $Л1$ и фотодиод $Д1$ расположены по разные стороны кодирующего диска таким образом, что при вращении диска свет лампочки $Л1$ модулируется на фотодиоде $Д1$. Усиленные $У1$ и сформированные $Ф1$

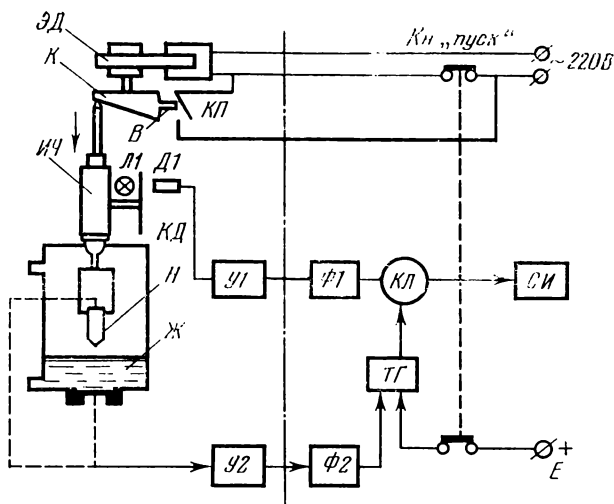


РИС. 168

«счетные» импульсы проходят через открытый клапан *КЛ* на счетчик импульсов *СИ*, где и фиксируются. В момент контакта наконечника *Н* с жидкостью *Ж* возникает перепад напряжения, который усиливается *У2* и преобразуется *Ф2* в импульс, которым триггер *ТГ* перебрасывается в другое свое состояние, и клапан *КЛ* закрывается.

Таким образом, счетчиком импульсов *СИ* будет зафиксировано число импульсов *N*, пропорциональное высоте перемещения наконечника *Н* от своего исходного (верхнего) положения до уровня жидкости.

Совершив полный оборот, кулачок *К* своим боковым выступом *В* давит на концевой переключатель *КП* и отключает обмотку электродвигателя от питающего напряжения, приводя систему в исходное состояние.

Величина хода наконечника *Н* от своего исходного положения уровня жидкости в датчике определяется как $h = N\delta$, где *N* — число импульсов, зарегистрированное счетчиком *СИ*; δ — «цена» импульса или шаг перемещения наконечника в мкм. Датчики описываемой системы имеют $\delta = 20$ мкм.

В стационарной системе гидростатического нивелирования могут быть использованы датчики двух типов, различающиеся между собой способом фиксации контакта наконечника с жидкостью.

В первом типе датчиков в качестве наконечника используется световод, нижний конец которого заточен под углом полного внутреннего отражения (граница раздела стекло — воздух), а торец освещается лампочкой. В них на дне стакана

под стеклом расположен фотодиод, который засвечивается в момент контакта световода с жидкостью, так как при этом нарушаются условия полного внутреннего отражения света. Единственным требованием при использовании этих датчиков является наличие хорошо проводящей свет рабочей жидкости.

Во втором типе датчиков в качестве наконечника используется игла из проводящего электрический ток материала. Эта игла изолирована от корпуса датчика и соединена с усилителем У2 проводом, как показано пунктирной линией на рис. 168 (фотодиод, стекло и лампочка подсветки световода в данной конструкции отсутствуют). При этом отпадает необходимость наличия прозрачной жидкости. Единственным требованием является, чтобы рабочая жидкость обладала электрической проводимостью. В схеме предусмотрены меры, практически исключаящие электрическую эрозию наконечника.

В способе гидродинамического нивелирования жидкость может находиться в непрерывном движении даже в моменты измерения ее высоты в сосуде. Для исключения ошибок гидродинамического характера в измеренные превышения вводятся поправки за неравенство уровней жидкости в разных сосудах.

Идея способа заключается в следующем. На нивелируемые точки устанавливаются одинаковые, сообщающиеся друг с другом сосуды. В них имеются неподвижные штоки-сигнализаторы, от каждого из которых идет по одному проводу к измерительному блоку, находящемуся на пульте управления. Там же расположен основной измерительный сосуд, диаметр которого во много раз больше диаметров остальных сосудов, что позволяет в значительной мере стабилизировать уровень жидкости. Все сосуды соединены между собой в единую электрическую цепь. В процессе непрерывного и равномерного подъема уровня жидкости при контакте любого из штоков с жидкостью по цепи передается сигнал на блок управления. Между высотами уровней жидкости в сосудах, начиная с некоторого момента времени, образуются постоянные разности высот $\Delta h_1, \Delta h_2, \dots, \Delta h_n$, которые можно рассчитать теоретически или же найти экспериментальным путем. Превышение при гидродинамическом нивелировании определяется по формуле

$$h_i = H_0 - (H_{ji} + \Delta h_i), \quad (IX.73)$$

где H_0 — значение высоты уровня жидкости в измерительном сосуде в момент поступления сигнала со штока-сигнализатора j . Исследования показали, что точность гидродинамического нивелирования характеризуется средней квадратической ошибкой 0,3—0,5 мм. Данный метод позволяет значительно упростить и удешевить процесс автоматизации работ при определении высотного положения большого числа точек (более 10), находя-

щихся приблизительно в одной плоскости и подверженных интенсивным микросмещениям.

Измерение осадок фундаментов тригонометрическим нивелированием. Тригонометрическое нивелирование для измерения осадок сооружений используют в том случае, когда по условиям строительства применение геометрического или гидростатического нивелирования затруднено. Такие случаи возникают, например, при строительстве высоконапорных гидротехнических сооружений в горных районах.

Тригонометрическое нивелирование выполняется короткими лучами (до 100 м) с применением реек, на которых закреплены визирные цели. Значение превышений между горизонтальной осью вращения трубы теодолита и осью визирного штриха на рейке вычисляют по формуле

$$h = l \operatorname{ctg} z, \quad (\text{IV.74})$$

где l — горизонтальное проложение от прибора до визирной цели. Его непосредственно измеряют или вычисляют по формуле

$$l = b \frac{\sin z_1 \sin z_2}{\sin (z_1 - z_2)}, \quad (\text{IX.75})$$

где b — расстояние между визирными штрихами на рейке; z_1 и z_2 — зенитные расстояния визирных штрихов на рейке, измеренные высокоточным теодолитом.

Все измерения целесообразно выполнять по однотипной схеме. Точки установки теодолита необходимо закреплять устойчивыми столбами-штативами. Могут также использоваться окружающие здания и сооружения, стабильность положения которых заранее должна быть исследована.

Вертикальные смещения наблюдаемых точек вычисляют как разность превышений в соответствующих циклах.

Для повышения точности определения превышений зенитные расстояния измеряют последовательно на три штриха рейки и за окончательное берут среднее. Расстояния между рабочими штрихами рейки должны быть тщательно прокомпарированы.

Исследования показывают, что в благоприятных условиях при использовании теодолита типа Т1 можно измерить превышение между точками, удаленными на расстояние до 100 м, с ошибкой 0,2—0,4 мм. Одной из основных причин, влияющей на точность определения превышения из тригонометрического нивелирования, является вертикальная рефракция, которая может значительно исказить истинные значения зенитных расстояний. Для коротких визирных лучей величина рефракции зависит главным образом от изменения во времени вертикального температурного градиента. Вариации температуры приземного слоя воздуха и других метеоэлементов в течение 2—3 суток в значительной мере компенсируются. Поэтому, организовав

измерение зенитных расстояний сериями в различное время суток циклами в 2—3 дня и вычислив их значение как среднее из всех измерений в цикле, можно в значительной мере ослабить воздействие рефракции на результаты измерений.

ГЛАВА X ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ

§ 62. РАЗМЕЩЕНИЕ ЗНАКОВ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЙ СМЕЩЕНИЙ

Точность и сроки наблюдений. Измерения горизонтальных смещений частей зданий и сооружений выполняются следующими способами или их комбинациями: створных измерений; отдельных направлений и засечек; триангуляции и трилатерации; полигонометрии; стереофотограмметрической съемки.

За абсолютные горизонтальные смещения принимают смещения, определяемые от опорных пунктов, расположенных вне сферы влияния сооружения и принятых за неподвижные. Смещения, наблюдаемые относительно какой-либо точки сооружения, называются относительными, или взаимными.

Согласно требованиям СНиП измерение горизонтальных смещений частей зданий и сооружений допускается выполнять с ошибками, не превышающими:

1 мм — для зданий и сооружений, возводимых на скальных и полускальных грунтах;

3 мм — для зданий и сооружений, возводимых на песчаных, глинистых и других сжимаемых грунтах;

5 мм — для каменно-набросных высоконапорных плотин;

10 мм — для зданий и сооружений, возводимых на насыпных, просадочных, заторфованных и других сильно сжимаемых грунтах;

15 мм — для земляных сооружений.

Для прецизионных сооружений точность наблюдений за их плановой устойчивостью устанавливается на основании технических расчетов при геодезической подготовке проекта.

Сроки назначения каждого цикла измерений горизонтальных смещений зависят от характера грунта, типа сооружения, величины ожидаемых деформаций и от графика общестроительных и монтажных работ.

Первый цикл наблюдений выполняется после стабилизации положения опорных знаков и когда горизонтальные усилия на сооружение еще не проявлялись. Измерения выполняются 2—3 раза.

Второй цикл наблюдений выполняется сразу же после начала действия горизонтальных усилий на данное сооружение.

Затем проводят измерения в зависимости от увеличения или уменьшения бокового давления на сооружение, если оно превышает 25 % от проектного. В результате этого определяется промежуточная упругая и остаточная деформация основания.

После ввода сооружения в эксплуатацию наблюдения за сдвигами проводят с целью проверки устойчивости сооружения 1—2 раза в течение года, желательно в весенний или осенний период, когда резко изменяются внешние условия (температура, уровень грунтовых вод и др.).

Наблюдения за горизонтальными смещениями прекращаются, когда скорость этих смещений затухает и становится меньше 1—2 мм/год. Наблюдения возобновляются в случае изменения условий работы сооружения или появления в нем не предусмотренных проектом деформаций.

Размещение плановых знаков. Деформационные (контролируемые) марки для определения горизонтальных смещений отдельных точек сооружения устанавливаются на частях сооружений по возможности ближе к основанию, чтобы уменьшить влияние на их смещение температурных деформаций и наклонов сооружения. Согласно [34] на гражданских зданиях марки устанавливаются по периметру не реже чем через 20 м, по углам, по обе стороны осадочных швов. В местах, где горизонтальная нагрузка имеет наибольшую величину, расстояние между марками уменьшают до 10—15 м.

На промышленных зданиях при измерении смещений отдельно стоящих фундаментов марки устанавливаются не менее трех на каждый фундамент. Для ленточных фундаментов частота установок марок должна составлять 15—20 м.

На гидротехнических сооружениях наиболее выгодным местом для установки марок считается пол нижней потерны, над конечными точками которой должны быть оставлены отверстия для выноса центров знаков на гребень плотины. Если гидротехническое сооружение разделено на секции, марки устанавливают не менее двух на каждую секцию. При ширине секции более 20 м на секцию устанавливают не менее четырех марок. На протяженных сооружениях типа подпорных стенок, причалов марки устанавливают не менее двух на каждые 30 м.

Для наблюдений створным и линейно-угловыми способами (кроме засечек) каждый знак должен быть удобным для подхода к нему наблюдателя и центрирования на нем прибора и визирной марки.

Наблюдательные (опорные) плановые пункты располагают вне сооружения по возможности в устойчивых местах. Для контроля эти пункты ориентируют по незыблемой основе. В каждом цикле наблюдений проверяют устойчивость наблюдательных пунктов. Если при этом выявится, что их положение изменилось на величину, превосходящую предельную

ошибку их определения, то в измеренные смещения вводят соответствующие поправки.

При выборе мест установки пунктов стремятся, чтобы визирный луч не был очень наклонным и не проходил близко к препятствиям. По возможности они должны закладываться в стороне от обочин проездов, на участках, где в течение всего срока наблюдений возможен удобный подход к знаку с прибором. В отдельных случаях допускается установка опорных плановых знаков на крышах устойчивых зданий.

Ориентирные опорные пункты, на которые производится контрольное визирование с опорных плановых знаков, должны располагаться подальше от последних, на расстоянии 1—2 км. Их количество должно быть не менее двух-трех.

Типы плановых марок. Закладные знаки, применяемые для измерения плановых смещений, могут иметь различные конструктивные решения. Наиболее простые из них представляют собой стержни, один конец которых заделывается в бетон или приваривается к металлу исследуемого сооружения, другой оборудован для посадки на них визирных марок. В других случаях знаки изготавливаются в виде плиты, в центре которой вмонтирована втулка для установки центрировочного устройства визирной цели. Такой знак может крепиться непосредственно бетонированием его в специально оставленные штрабы в фундаменте или устанавливаться на кронштейнах. Иногда целесообразно закладывать знак в виде двух болтов, к которым на период наблюдений крепится щиток визирной цели. Визирная цель может и сама служить деформационной маркой. В этом случае она наглухо крепится к сооружению.

Как правило, визирная цель представляет собой плоский щит (экран), на который нанесена какая-либо геометрическая фигура. Раскраска производится матовой краской в два цвета — белый и черный или желтый и черный. Иногда используют визирные цели, имеющие форму цилиндров или конусов.

Ширина b визирной цели рассчитывается из условия, чтобы ее изображение покрывало $\frac{1}{3}$ часть биссектора сетки нитей,

$$b = \frac{u''l}{3\rho''}, \quad (X.1)$$

где u'' — угловая величина биссектора сетки нитей; ρ — радиан в секундах; l — среднее расстояние от теодолита до визирных целей в мм.

Высота марки должна быть не менее $3b$.

Как показывает опыт, в качестве визирных фигур хорошо применять концентрические окружности или крест с переменным утолщением.

Визирные марки могут быть неподвижными и подвижными.

Неподвижные визирные марки используют при оптическом измерении угловых или линейных нестворностей непосредст-

венно створным прибором по окулярному или оптическому микрометру, а также на опорных и ориентирных пунктах. На рис. 169 представлена для иллюстрации неподвижная визирная марка.

Подвижные визирные марки используют главным образом для непосредственного измерения отклонений деформационных знаков от линии створа. Подвижные визирные марки имеют приспособление для принудительного центрирования в знаке соответствующей конструкции и подвижную визирную цель, которая может перемещаться вручную или электромотором с дистанционным управлением.

Перемещение визирной цели относительно вертикальной оси всего устройства в зависимости от его конструкции выполняется с точностью 0,01—0,1 мм. Эта точность обеспечивается при условии, когда передняя плоскость визирной цели будет перпендикулярна к визирной оси прибора. В противном случае отсчет будет искажаться односторонне действующей ошибкой за наклон.

Допустимая величина этого наклона может быть подсчитана по формуле

$$\nu^0 = \rho^0 \sqrt{\frac{2\Delta_n}{z}}, \quad (\text{X.2})$$

где z — высота визирной марки; Δ_n — линейная величина отклонения от створа в направлении, перпендикулярном к визирной оси. При $z=200$ мм; $\Delta_n=0,05$ мм получим допустимый наклон $\nu=1,2^\circ$.

На рис. 170, а показана подвижная марка с центрировочным устройством в виде конической оси. При помощи микрометричного винта визирная цель перемещается в пределах 80 мм. Точность отсчета по головке микрометра составляет 0,01 мм.

На рис. 170, б изображена подвижная марка с центрировочным шаровым устройством и установочным цилиндрическим уровнем. Для предохранения визирных марок от коррозии в ГДР их изготавливают из технического фарфора.

Опорные плановые знаки. Опорные плановые пункты закрепляются знаками закрытого и открытого вида.

Закрытые знаки закладываются в горные выработки заподлицо с земной поверхностью. При наблюдениях с таких знаков прибор устанавливается на штативе и центрируется над зна-

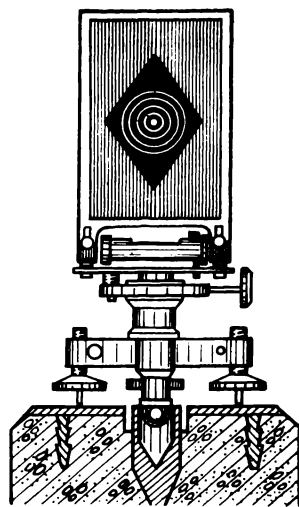


РИС. 169

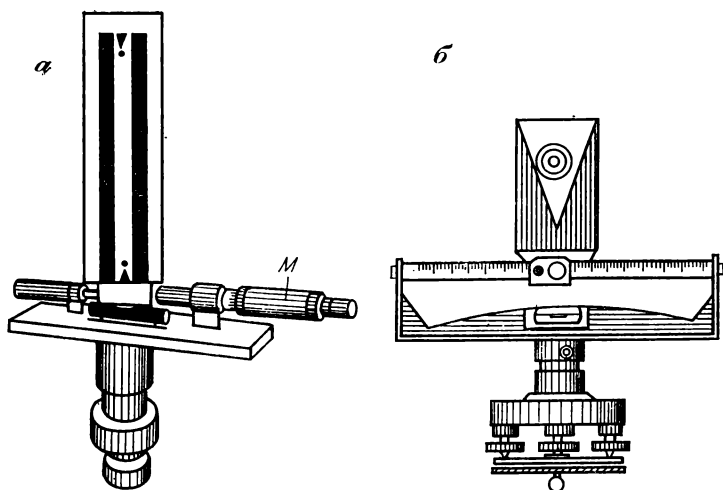


РИС. 170

ком при помощи оптического центрира. Открытые опорные знаки выступают над поверхностью земли. При наблюдении с таких знаков инструмент устанавливается непосредственно на центрировочное устройство знака. Наиболее точное центрировочное устройство представляет собою плиту с калиброванной втулкой. В этом случае теодолит или другой створный прибор должен иметь вынесенную наружу ось в виде калиброванного шара. Менее точным, но наиболее простым центрировочным устройством может служить металлическая плита с бороздками под 120° под подъемные винты теодолита.

Опорные знаки закрытого типа могут быть в виде сваи, железобетонного столба, металлических труб, имеющих специальный центр для центрирования над ними приборов и соответствующее верхнее оформление, предохраняющее знак от плановых подвижек (см. рис. 118).

В качестве открытых опорных знаков могут использоваться, в зависимости от технических требований к точности наблюдений и физико-механических свойств грунтов, различные трубы, железобетонные тумбы и более сложные устройства.

Часто применяют знак, показанный на рис. 171. Он состоит из железобетонного столба 5, якоря 6, головки знака 4 в виде столбика с центрировочным устройством для установки прибора и металлической крышки 3. Тело знака обертывается руберондом 2 для защиты от смерзания с окружающим грунтом. Верхняя часть знака для предохранения его от одностороннего обогрева солнцем обшивается досками 1. Столб 5 устанавливается на основание в виде плиты 7. Знак полезно оборудовать также нивелирной маркой. Если скальные или полускальные

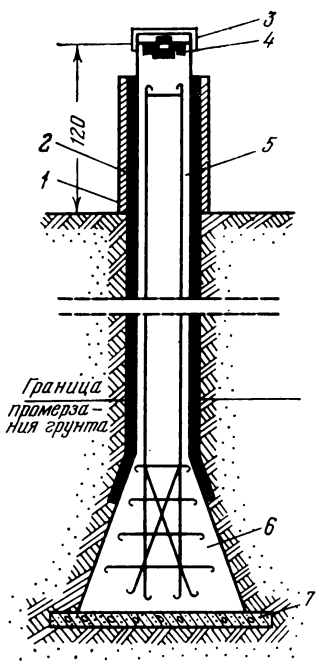


РИС. 171

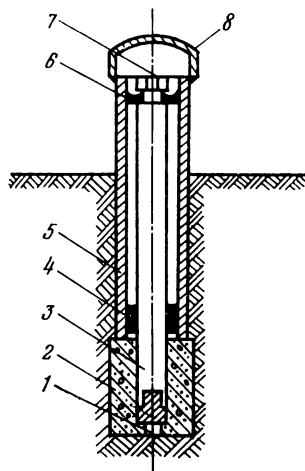


РИС. 172

породы залегают близко от поверхности земли, то внизу столба расширение не делают, и его устанавливают непосредственно на породу.

Для аналогичных целей предложен плановый знак в виде жесткой консоли (рис. 172), нижний конец которой закреплен в забое обсаженной скважины. Знак полностью изолирован от нежелательных воздействий грунтов, находящихся выше якоря. Он представляет собой трубу 3 с регулировочными винтами 1 для выведения головки знака 7 на рабочий горизонт. Труба 3 закрепляется в нижних устойчивых породах при помощи бетонного якоря 2 и имеет защитный кожух 5 в виде обсадной трубы диаметром 145—168 мм. Для предотвращения попадания воды в межтрубное пространство устанавливается мягкий сальник 4. Наверху знака имеется предохранитель 6. Головка 7 имеет центрировочную калиброванную втулку для установки приборов и закрывается защитным колпаком 8. Знак закладывается на глубину до 5—7 м. Нижняя часть знака бетонируется примерно на половину его высоты.

Для выполнения угловых и створных измерений следует применять специальный оголовок знака. На верхнюю торцевую часть защитной трубы крепится координатный столик с центрировочной втулкой. Перед работой центрировочная втулка выво-

дится в вертикальное положение по уровню и центрируется при помощи микроскопа. Точность центрирования 0,01 мм. Координатный столик переносный. В необходимых случаях он может наглухо крепиться к защитной трубе.

При проектировании как высотных, так и плановых знаков и марок, изготавливаемых из нержавеющей стали, необходимо предусмотреть меры их защиты от коррозии. На глубинных знаках применяют протекторную электрозащиту. Протектор представляет собою независимый анод (цинк или магниевый сплав), который присоединяется изолированным проводом к защищаемому металлу (катоде). Протектор защищает знак от коррозии до тех пор, пока не разрушится весь цинк или магниевый сплав (до 20 лет).

Наиболее распространенное средство защиты металла от коррозии — это покрытие его битумной изоляцией толщиной 3—4 мм. Для защиты наружной части металлического знака от атмосферной коррозии используют изоляционные лаки.

Весьма стойки против действия агрессивных вод и микробиологической коррозии, вызываемой почвенными бактериями, знаки из асбоцементных труб и плотного бетона, изготовленного из специальных сортов цемента.

§ 63. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ МЕТОДОМ СТВОРНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Общие сведения. Створом называют вертикальную плоскость, проходящую через две закрепленные точки, относительно которой измеряют нестворности наблюдаемых точек сооружения, т. е. их отстояния от этой плоскости. Обычно вдоль створа располагают ось абсцисс; тогда измеряемые нестворности будут являться ординатами.

Закрепленные точки створа должны по возможности размещаться вне деформационной зоны и быть в пределах точности измерений незыблемыми на весь период наблюдений.

Так как для крупных сооружений эти точки могут располагаться на значительном расстоянии от сооружения, то вблизи последнего устанавливаются дополнительные наблюдательные пункты, с которых непосредственно ведут створные измерения и которые периодически контролируются с пунктов незыблемой исходной основы (опорных пунктов). Если в последующих циклах будет выявлено смещение наблюдательных пунктов, то в результаты створных измерений вводят поправки с тем, чтобы привести эти результаты к начальной системе отсчета.

Створ обычно задается высокоточными оптическими приборами (теодолитом, алиниометром, микротелескопом) или реализуется натянутой струной. Створные измерения применяют для определения смещений прямолинейных плотин, мостовых переходов, подпорных стенок, колонн зданий и других соору-

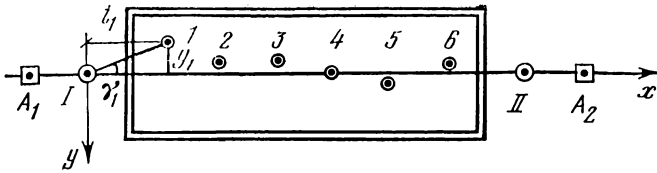


РИС. 173

жений, где имеется возможность установить наблюдаемые точки в плане на одной прямой и по высоте расположить их примерно на одном уровне.

На рис. 173 приведена наиболее простая схема расположения знаков при створных измерениях, где A_1, A_2 — исходные (опорные) пункты; I, II — наблюдательные пункты створа; 1, 2, 3 ... — наблюдаемые (деформационные) точки.

Способы створных измерений. При наблюдениях за горизонтальными смещениями сооружений отклонения точек от створа определяются большей частью с помощью измерений малых параллактических углов или с использованием подвижной визирной марки.

Сущность измерения смещений малыми углами заключается в том, что, установив створный прибор на пункте I и ориентируя его по створу I—II, измеряют оптическим или окулярным микрометром несколькими приемами угловое отклонение от створа каждой из наблюдаемых точек 1, 2, 3 ... По вычисленным угловым отклонениям γ_j и расстояниям l_j до этих точек определяют линейные величины поперечных смещений

$$y_j = l_j \frac{\gamma_j''}{\rho''}. \quad (\text{X.3})$$

Так как при оборудовании створа стремятся наблюдаемые знаки расположить в плане по одной прямой, допуская отклонения не более нескольких сантиметров, то при измерении расстояний между ними даже простой лентой влияние ошибки этого измерения на точность нестворности будет выражаться в сотых долях миллиметра и ею можно пренебречь, вычисляя среднюю квадратическую ошибку по формуле

$$m_{y_j} = l_j \frac{m_{\gamma_j''}}{\rho''}, \quad (\text{X.4})$$

где $m_{\gamma_j''}$ — ошибка измерения угла. Например, при $l=200$ м; $m_{\gamma_j''}=0,7''$ получим $m_{y_j}=0,7$ мм.

В способе подвижной марки измеряют непосредственно величину нестворности y . Для этого подвижная марка снабжена микрометрическим винтом (см. рис. 170, а). Отчет по шкале этого винта, когда ось симметрии визирной цели проходит через центр знака, называется местом нуля марки и опре-

деляется при помощи теодолита вращением марки вокруг основной оси на 180° .

При наблюдениях подвижную марку устанавливают на створном знаке и по сигналу наблюдателя или при помощи автоматического дистанционного управления ее визирную цель наводящим винтом передвигают до полного совмещения вертикальной оси этой цели с коллимационной плоскостью теодолита, ориентированного по створу I—II. Взяв при этом отсчет по шкале наводящего винта и отняв от него место нуля, находят величину нестворности y наблюдаемой точки. Такие определения в каждом круге повторяют 2—3 раза и из них образуют среднее, при этом рекомендуется для получения более или менее независимых отсчетов вводить визирную марку в створ один раз при ее перемещении вправо, второй раз — влево.

Примерная точность этого способа может быть подсчитана по формуле (см. § 49)

$$m_y^2 = \frac{l^2}{\rho^2} (m_o''^2 + m_b''^2 + m_\phi''^2), \quad (X.5)$$

где m_o'' — угловая ошибка ориентирования створа, т. е. ошибка визирования на неподвижную марку; m_b'' — угловая ошибка введения подвижной марки в створ; m_ϕ'' — угловая величина ошибки фокусирования; l — расстояние от прибора до наблюдаемой точки.

При

$$m_o'' \approx m_b'' \approx m_\phi'' = \frac{20''}{v}$$

получим

$$m_y = \frac{120'' \sqrt{3}}{\rho'' v}. \quad (X.6)$$

Приняв, как и в предыдущем примере, $l=200$ м и $v=40\times$, имеем

$$m_y = \frac{20 \sqrt{3}}{40} \cdot \frac{200000}{206265} = 0,8 \text{ мм.}$$

При существующей организации наблюдений можно считать, что способ малых углов и способ подвижной марки примерно равнозначны. В производственных условиях большее распространение получил способ подвижной марки как более простой, требующий меньшего объема вычислений и поддающийся автоматизации по несложным схемам.

Величина горизонтального смещения определяется как разность нестворностей y_j и y_0 , измеренных в текущем и начальном циклах

$$u_{j,0} = y_j - y_0 \quad (X.7)$$

или между смежными циклами

$$u_{j,j-1} = y_j - y_{j-1}. \quad (X.8)$$

При равноточных измерениях в циклах и достаточной устойчивости плановой основы

$$m_u = m_y \sqrt{2}. \quad (\text{X.9})$$

С учетом формул (X.4) и (X.6) средние квадратические ошибки горизонтальных смещений будут равны: для способа малых углов

$$m_{u\gamma} = \frac{lm''_y \sqrt{2}}{\rho''}, \quad (\text{X.10})$$

для способа подвижной марки

$$m_{u_y} = \frac{l20'' \sqrt{6}}{\rho''v}. \quad (\text{X.11})$$

Из формул (X.10) и (X.11) следует, что ошибка определения смещений створным методом возрастает пропорционально расстоянию от прибора до наблюдаемых точек. Для высокоточных теодолитов эта ошибка составит около 1 мм при длине створа 200 м и 5 мм при увеличении расстояния до 1 км. Однако многие современные сооружения типа плотин, линейных ускорителей, автоматических линий, мостов имеют длину, превышающую указанные размеры, а необходимая точность наблюдений за ними составляет 0,5—1 мм, а то и меньше. Поэтому возникает весьма важная задача создания такой методики створных измерений, которая, во-первых, обеспечивала бы необходимую точность определения смещений на длинных створах и, во-вторых, позволяла бы выполнять точные измерения в разных условиях видимости.

В СССР разработаны и применяются на практике различные схемы и программы створных измерений: полного створа; частей створа; последовательных створов; перекрывающихся створов; последовательных створов по частям и др. Каждая из этих схем характеризуется особой геометрией и последовательностью измерений нестворностей точек относительно общего и промежуточных створов. Независимо от схемы створных измерений все применяемые приборы, визирные марки и головки знаков должны быть оборудованы устройствами для точного принудительного центрирования с таким расчетом, чтобы ошибки за центрировку и редукцию составляли сотые доли миллиметра и их влиянием на точность определения горизонтальных смещений можно было бы пренебречь.

§ 64. СХЕМЫ И ПРОГРАММЫ СТВОРНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Схема полного створа. Это наиболее простая схема створных измерений, в которой нестворности всех наблюдаемых точек измеряются непосредственно от общего створа I—II

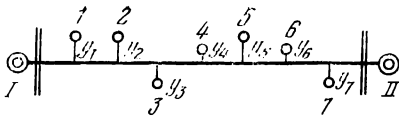


РИС. 174

(рис. 174). Прибор устанавливают в начальном пункте I , ориентируют по неподвижной визирной марке в конечном пункте II и последовательно способом подвижной марки или малых углов определяют

отклонения от створа точек $1, 2, 3 \dots$

Программа наблюдений состоит в измерении нестворности в каждой точке при круге право и круге лево в ходах прямого и обратного направлений. Наблюдения при двух кругах производят с целью исключения возможного эксцентриситета в положении визирной оси створного прибора относительно его основной оси вращения и уменьшения влияния ошибки фокусирования зрительной трубы.

В схеме полного створа нестворность y каждой наблюдаемой точки определяется с разной точностью в зависимости от расстояния до створного прибора. В соответствии с формулами (X.4) и (X.6) в общем виде

$$m_{y_j} = \frac{l_j m_c''}{\rho''}, \quad (X.12)$$

где m_c'' — угловая ошибка створных измерений в способе подвижной марки или малых углов. Вес измерения нестворности в прямом ходе

$$p_j = \frac{1}{m^2 y_j} = \frac{\rho^2}{m_c^2 l_{1,j}^2}. \quad (X.13)$$

В прямом ходе с наивысшей точностью определяют нестворности первых точек, с более низкой — последних точек. В обратном ходе, наоборот, ошибки нестворности конечных точек будут значительно меньше начальных. Вес измерений в обратном ходе

$$p'_j = \frac{\rho^2}{m_c^2 l_{11,j}^2}. \quad (X.14)$$

В среднем значении нестворности из прямого и обратного результатов

$$y_{j \text{ ср}} = \frac{y_j p_j + y'_j p'_j}{p_j + p'_j}, \quad (X.15)$$

несколько выравниваются веса измерений

$$P_j = p_j + p'_j = \frac{\rho^2 (l_{1,j}^2 + l_{11,j}^2)}{m_c^2 l_{1,j}^2 l_{11,j}^2}. \quad (X.16)$$

и средние квадратические ошибки

$$m_{y_j \text{ ср}} = \frac{m_c''}{\rho''} \frac{l_{I,j} l_{II,j}}{\sqrt{l_{I,j}^2 + l_{II,j}^2}}. \quad (\text{X.17})$$

Если принять, что расстояния между наблюдаемыми точками примерно одинаковы и ошибка средней точки 4 равна единице, то получим следующие соотношения ошибок среднего результата, из прямого и обратного ходов для других точек:

| | | | |
|-------|-------------------|-------|--------|
| точки | 1 и 7 | 0,35, | |
| | « 2 и 6 | 0,67, | |
| | « 3 и 5 | 0,91, | (X.18) |
| | « 4 | 1,0. | |

Из этого примера видно, что в схеме полного створа точность определения средних точек примерно в 3 раза меньше, чем крайних. В этом основной недостаток схемы, ограничивающий ее применение на створах большой длины.

Схема частей створа. В схеме частей створа* расстояние между наблюдательными пунктами I, II (рис. 175) разделяют на четыре примерно равные части: 1.2, 2.4, 4.6, 6.II. Вначале относительно общего створа I.II определяют положение средней точки 4. Затем от «полустворов» I.4 и II.4 измеряют нестворности точек 2 и 6 и далее в каждом «четвертьстворе» 1.2, 2.4, 4.6, 6.II находят отклонения всех остальных наблюдаемых точек. Таким образом, общий створ используют только при определении средней точки (при максимальном расстоянии $\frac{1}{2} l_{I,II}$).

В программу наблюдений входит измерение нестворностей точек на створах в прямом и обратном направлениях. Так как длина линии визирования до наблюдаемых точек разная, то соответственно будет и различная линейная точность их определения. Чтобы несколько выравнять ошибки наблюдений, рекомендуется измерения нестворностей вести неодинаковым числом приемов. Например, среднюю полустворную точку 4 наблюдать в наиболее благоприятных условиях видимости четырьмя приемами; четвертьстворные точки 2 и 6 — двумя приемами и остальные точки — одним приемом в каждом ходе.

Так как в этой схеме измерения производят от разных (частных) створов, то возникает задача камерального приведения измеренных нестворностей к общему (опорному) створу. При этом отклонениями частных створов ввиду их малости пренебрегают, считая, что нестворности перпендикулярны и к частным, и к общему створам.

* Предложена М. С. Муравьевым.

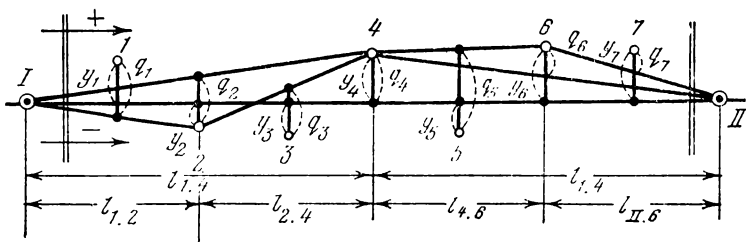


РИС. 175

Приведение измеренных нестворностей q_j к общему створу y_j выполняют на основе простых геометрических зависимостей, возникающих в подобных треугольниках, при этом учитывают знаки нестворностей. Для средней точки 4 измеренные и приведенные нестворности равны, т. е.

$$y_4 = q_4; \quad (X.19)$$

для точки 2

$$y_2 = q_2 + \delta_2,$$

где поправка δ_2 находится из отношения

$$\frac{\delta_2}{y_4} = \frac{l_{1,2}}{l_{1,4}}.$$

Таким образом,

$$y_2 = q_2 + q_4 \frac{l_{1,2}}{l_{1,4}}. \quad (X.20)$$

Аналогично для точки 6

$$y_6 = q_6 + q_4 \frac{l_{II,6}}{l_{II,4}}; \quad (X.21)$$

для точки 1

$$y_1 = q_1 + \delta_1 + \delta_2,$$

где

$$\delta_1 = q_2 \frac{l_{1,1}}{l_{1,2}}; \quad \delta_2 = q_4 \frac{l_{1,1}}{l_{1,4}},$$

и, следовательно,

$$y_1 = q_1 + q_2 \frac{l_{1,1}}{l_{1,2}} + q_4 \frac{l_{1,1}}{l_{1,4}}; \quad (X.22)$$

для точек 3, 5, 7

$$\left. \begin{aligned} y_3 &= q_3 + q_2 \frac{l_{3,4}}{l_{2,4}} + q_4 \frac{l_{1,3}}{l_{1,4}}, \\ y_5 &= q_5 + q_4 \frac{l_{5,II}}{l_{4,II}} + q_6 \frac{l_{4,5}}{l_{4,6}}, \\ y_7 &= q_7 + q_4 \frac{l_{7,II}}{l_{4,II}} + q_6 \frac{l_{7,II}}{l_{6,II}}. \end{aligned} \right\} \quad (X.23)$$

и для приближенных точностных расчетов расстояния между наблюдаемыми точками равными, т. е.

$$\begin{aligned}
 l_{1.4} &= l_{4.11} \frac{1}{2} = l_{1.11}, \\
 l_{1.2} &= l_{2.4} = l_{4.6} = l_{6.11} = \frac{1}{4} l_{1.11}, \\
 l_{1.1} &= l_{1.2} = l_{2.3} = \dots = l_{7.11} = \frac{1}{8} l_{1.11},
 \end{aligned}$$

формулы (X.25) приведем к виду

$$\left. \begin{aligned}
 m_{y_4} &= \frac{1}{2} \frac{m_c''}{\rho''} l_{1.11}; \\
 m_{y_2} = m_{y_6} &= \frac{1}{2\sqrt{2}} \frac{m_c''}{\rho''} l_{1.11}; \\
 m_{y_1} = m_{y_7} &= \frac{\sqrt{3}}{8} \frac{m_c''}{\rho} l_{1.11}; \\
 m_{y_3} = m_{y_5} &= \frac{\sqrt{11}}{8} \frac{m_c''}{\rho''} l_{1.11}.
 \end{aligned} \right\} \quad (X.26)$$

Для результата, среднего из хода в прямом и обратном направлениях, для всех точек ошибки уменьшаются в $\sqrt{2}$ раз.

Если, как и ранее, принять ошибку средней точки 4 за единицу, то для других точек получим

$$\begin{aligned}
 \text{точки 1 и 7} & \dots \dots \dots 0,43, \\
 \text{« 2 и 6} & \dots \dots \dots 0,71, \\
 \text{« 3 и 5} & \dots \dots \dots 0,83, \\
 \text{« 4} & \dots \dots \dots 1,0.
 \end{aligned} \quad (X.27)$$

Как видим, по сравнению со схемой полного створа в данной схеме несколько сближаются между собой ошибки измерения нестворностей в разных точках. Однако максимальными остаются ошибки в середине створа, которые более чем в 2 раза превышают ошибки крайних точек, что является основным недостатком схемы.

Схема последовательных створов. Как уже отмечалось в § 49, в схеме последовательных створов использовано известное в геодезии положение, что точность ориентирования линий повышается при визировании на дальние опорные пункты, а линейная величина нестворности с высокой точностью измеряется на коротких расстояниях. Для получения достоверных и точных результатов в этой схеме створных измерений должно быть обращено особое внимание на сведение к нулю элементов центрировки и редукции и применение таких высокоточных

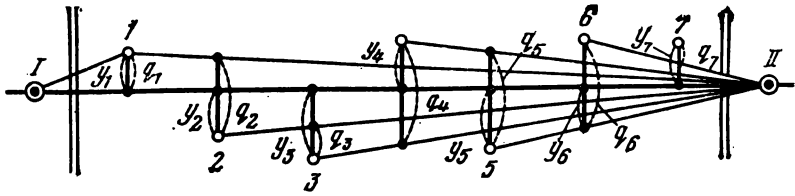


РИС. 176

створных приборов, в которых перефокусирование зрительной трубы вызывало бы пренебрегаемо малую ошибку, во всяком случае ее влияние не должно превышать ошибки визирования.

Применительно к наблюдениям за горизонтальными смещениями схема и программа последовательных створов состоят в следующем. В створе, разделенном на n примерно равных частей с расстоянием между знаками 25—50 м, устанавливают в начальном опорном пункте теодолит, в конечном пункте — визирную марку. От общего створа $I.II$ измеряют при двух положениях круга только отклонение точки 1 (рис. 176). Затем прибор переносят в эту точку, устанавливая его вместо марки, и относительно створа $1.II$ измеряют нестворность точки 2. Прибор переносят в точку 2 и от створа $2.II$ измеряют нестворность точки 3 и т. д. Дойдя до конечной точки, производят измерения в обратном направлении. Установив теодолит в пункте II , а визирную марку — в пункте I , относительно створа $II.I$ наблюдают отклонение точки 7. Перейдя с прибором в эту точку, от створа $7.I$ находят нестворность точки 6 и т. д. Таким образом, в этой схеме прибор последовательно устанавливают на все наблюдаемые точки створа, ориентируют по конечному наблюдательному пункту и относительно последовательно измеряемого створа измеряют нестворность ближайшей по ходу наблюдаемой точки.

Приведение измерений к общему створу $I.II$ выполняют по формулам, которые выводят непосредственно с чертежа: прямой ход

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= q_1, \\ y_2 &= q_1 \frac{l_{2.II}}{l_{1.II}} + q_2, \\ y_3 &= q_1 \frac{l_{3.II}}{l_{1.II}} + q_2 \frac{l_{3.II}}{l_{2.II}} + q_3, \\ &\dots \\ y_7 &= q_1 \frac{l_{7.II}}{l_{1.II}} + q_2 \frac{l_{7.II}}{l_{2.II}} + q_3 \frac{l_{7.II}}{l_{3.II}} + q_4 \frac{l_{7.II}}{l_{4.II}} + \\ &+ q_5 \frac{l_{7.II}}{l_{5.II}} + q_6 \frac{l_{7.II}}{l_{6.II}} + q_7; \end{aligned} \right\} \quad (X.28)$$

обратный ход

$$\left. \begin{aligned}
 y_7' &= q_7, \\
 y_6' &= q_7 \frac{l_{6.1}}{l_{7.1}} + q_6, \\
 y_5' &= q_7 \frac{l_{5.1}}{l_{7.1}} + q_6 \frac{l_{5.1}}{l_{6.1}} + q_5, \\
 \dots & \\
 y_1' &= q_7 \frac{l_{1.1}}{l_{7.1}} + q_6 \frac{l_{1.1}}{l_{6.1}} + q_5 \frac{l_{1.1}}{l_{5.1}} + q_4 \frac{l_{1.1}}{l_{4.1}} + \\
 &+ q_3 \frac{l_{1.1}}{l_{3.1}} + q_2 \frac{l_{1.1}}{l_{2.1}} + q_1.
 \end{aligned} \right\} \quad (X.29)$$

В схеме последовательных створов измеряемые нестворности можно считать равноточными

$$m_q = \frac{m_c''}{\rho''} \frac{l_{1.11}}{n}, \quad (X.30)$$

где n — число частей, на которые делится опорный створ $l_{1.11}$. Однако, как видно из формул (X.28) и (X.29), приведенные значения нестворностей y_j для одноименных точек в прямом и обратном ходах определяются с различной точностью. Например, ошибка точки 1 в прямом ходе

$$m_{y_1}^2 = m_q^2,$$

в обратном ходе

$$m_{y_1}^2 = m_q^2 \left[\frac{l_{1.1}^2}{l_{7.1}^2} + \frac{l_{1.1}^2}{l_{6.1}^2} + \frac{l_{1.1}^2}{l_{5.1}^2} + \frac{l_{1.1}^2}{l_{4.1}^2} + \frac{l_{1.1}^2}{l_{3.1}^2} + \frac{l_{1.1}^2}{l_{2.1}^2} + 1 \right].$$

Поэтому при вычислении среднего результата в соответствии с формулой (X.15) необходимо учитывать веса измерений: в прямом ходе $p_j = \frac{1}{m_{y_j}^2}$ и обратном ходе $\frac{1}{m_{y_j}^2}$.

Приняв, как и ранее, для точностных расчетов расстояния между смежными точками створа примерно равными, при $n=8$ получим следующие средние квадратические ошибки приведенных нестворностей:

для точки 1 прямого и точки 7 обратного ходов

$$m_{y_1}^2 = m_{y_7}^2 = m_q^2;$$

для точки 2 прямого и точки 6 обратного ходов

$$m_{y_2}^2 = m_{y_6}^2 = m_q^2 \left[\left(\frac{6}{7} \right)^2 + 1 \right];$$

соответственно для последующих точек

$$m_{y_3}^2 = m_{y_5}^2 = m_q^2 \left[\left(\frac{5}{7} \right)^2 + \left(\frac{5}{6} \right)^2 + 1 \right];$$

$$m_{y_4}^2 = m_{y_4'}^2 = m_q^2 \left[\left(\frac{4}{7} \right)^2 + \left(\frac{4}{6} \right)^2 + \left(\frac{4}{5} \right)^2 + 1 \right].$$

В общем виде для прямого хода

$$m_{y_j}^2 = m_q^2 \sum_{k=1}^{k=j} \left(\frac{n-j}{n-k} \right)^2, \quad (\text{X.31})$$

для обратного хода

$$m_{y_j}^2 = m_q^2 \sum_{k=1}^{k=n-j} \left(\frac{j}{n-k} \right)^2, \quad (\text{X.32})$$

где j — номер точки, в которой определяется нестворность y от общего створа; k — номера измеренных отклонений q от последовательных створов ($k=1, 2, 3, \dots, (n-1)$); n — число участков, на которые делится створ.

Вес среднего результата из прямого и обратного измерений

$$p_c = p + p',$$

его средняя квадратическая ошибка

$$m_{y_{cp}} = \frac{1}{\sqrt{P_c}},$$

или

$$m_{y_{cp}} = \frac{m_y m_{y'}}{\sqrt{m_y^2 + m_{y'}^2}}. \quad (\text{X.33})$$

Если принять ошибку среднего результата из прямого и обратного определений нестворности для средней точки $m_{y_4 \text{ ср}} = 1$, то по формуле (X.33) получим следующие ошибки средних нестворностей в наблюдаемых точках:

$$\left. \begin{aligned} m_{y_1 \text{ ср}} = m_{y_7 \text{ ср}} &= 0,70, \\ m_{y_2 \text{ ср}} = m_{y_6 \text{ ср}} &= 0,87, \\ m_{y_3 \text{ ср}} = m_{y_5 \text{ ср}} &= 0,97, \\ m_{y_4 \text{ ср}} &= 1,0. \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.34})$$

По сравнению с формулами (X.18) и (X.27) в схеме последовательных створов более полно выравнивается точность определения нестворностей. Так, ошибка наиболее слабой средней точки лишь в $\sqrt{2}$ раз превосходит ошибки крайних точек.

Для средней точки створа ошибки определения нестворностей в прямом и обратном направлениях равны между собой

($m_y = m_y'$) и точность среднего результата повышается в $\sqrt{2}$ раз. Из формулы (X.31) при $j = \frac{n}{2}$ имеем

$$m_{y_{cp}} = \frac{m_q}{\sqrt{2}} \frac{n}{2} \sqrt{\sum_{k=1}^{\frac{n}{2}} \frac{1}{(n-k)^2}}. \quad (X.35)$$

Приближенно для $n \geq 8 \div 10$ может быть использована формула

$$m_{y_{cp}} = \frac{m_q}{2\sqrt{2}} \sqrt{n} \quad (X.36)$$

или с учетом выражения (X.30)

$$m_{y_{cp}} = \frac{m_c''}{\rho''} \frac{l_{I, II}}{n} \frac{\sqrt{n}}{2\sqrt{2}} = \frac{m_c''}{\rho''} \frac{l_{I, II}}{2\sqrt{2}n}. \quad (X.37)$$

По этой формуле можно рассчитать для заданной длины $l_{I, II}$ и требуемой точности определения нестворности в слабом месте необходимое число частей n («шагов измерений») и их длину. Например, при $m_c = 1''$, $l_{I, II} = 800$ м и точности $m_{y_{cp}} = 0,5$ мм имеем

$$n = \left(\frac{m_c'' l_{I, II}}{2\sqrt{2} \rho'' m_{y_{cp}}} \right)^2 = \left(\frac{1 \cdot 800}{2\sqrt{2} \cdot 206} \frac{000}{000 \cdot 0,5} \right)^2 \approx 8.$$

Длина частей

$$l = \frac{l_{I, II}}{8} = \frac{800}{8} = 100 \text{ м.}$$

При требовании $m_{y_{cp}} = 0,35$ мм получим $n \approx 16$ и $l = 50,0$ м.

В исследованиях В. А. Горелова [9] установлено, что чем длиннее створ, тем эффективней применять метод последовательных створов с коротким шагом измерений (~ 25 м).

Если увеличить длину створа в 100 м в два раза, а длину шага оставить прежней (~ 25 м), то точность определения средней точки понизится только в 1,3 раза, а если длину створа увеличить в 4 раза, точность понизится лишь в 1,8 раза.

Схема перекрывающихся створов. Во всех предыдущих схемах требовалось наличие прямой видимости между наблюдательными пунктами I и II. Однако имеют место случаи, когда такой видимости нет, например в криволинейных туннелях. Тогда применяют схему перекрывающихся (частных) створов*, в которой положение наблюдаемой точки определяется относительно створа, создаваемого правым и левым смежными зна-

* Предложена В. М. Гудковым и Б. И. Беляевым (см. Изв. вузов, Геодезия и аэрофотосъемка, вып. 1, 1958, с. 35—40).

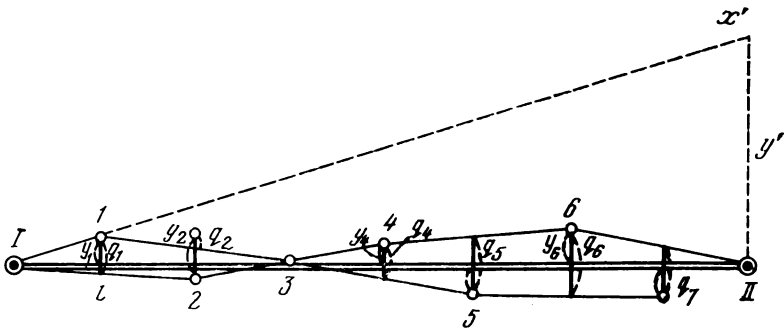


РИС. 177

ками (рис. 177). В прямом ходе прибор устанавливают в пункте *I*, визирную марку — в точке *2* и от створа *I.2* измеряют отклонение точки *1*. Прибор переносят в точку *1*, визирную марку — в точку *3* и от створа *1.3* определяют нестворность точки *2*. Соответственно от створа *2.4* измеряют отклонение точки *3* и т. д. Закачивают прямой ход определением отклонения точки *7* от створа *6.II*. В обратном ходе теодолит устанавливают на пункте *II*, визирную марку — в точке *6* и относительно створа *II.6* измеряют нестворность точки *7*, от створа *7.5* — точки *6* и так до пункта *I*.

При больших величинах нестворностей точек применяют способ малых углов, при незначительных отклонениях — метод подвижной марки. Как обычно, измерения производят при двух положениях круга прибора.

В схеме перекрывающихся створов как бы прокладывают полигонометрический ход между опорными пунктами *I* и *II*, не имея привязочных углов. Для приведения результатов измерений к общему створу *I.II* необходимо найти угол φ между этим створом и частным створом *I.1*. Для этого способа подвижной марки по величинам измеренных нестворностей вычисляют углы поворота створного хода

$$\beta_1 = 180^\circ - (\delta_1 + \delta'_1); \quad \delta_1 = \frac{q_1 \rho''}{l_{1.1}}; \quad \delta'_1 = \frac{q_1 \rho''}{l_{1.2}}$$

или

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= 180^\circ - q_1 \rho'' \frac{l_{1.1} + l_{1.2}}{l_{1.1} l_{1.2}}; \\ \beta_2 &= 180^\circ - q_2 \rho'' \frac{l_{1.2} + l_{2.3}}{l_{1.2} l_{2.3}}; \\ &\dots \dots \dots \\ \beta_7 &= 180^\circ - q_7 \rho'' \frac{l_{6.7} + l_{7.8}}{l_{6.7} l_{7.8}}. \end{aligned} \right\} \quad (X.38)$$

Контрольной формулой является

$$y_{II} = \frac{1}{\rho''} \sum_{j=1}^{j=n} (l_{(n-1) \cdot n} \alpha_n) = 0.$$

Произведем примерную оценку точности определений нестворностей в схеме перекрывающихся створов. Из формул (X.38) ошибка вычисления угла поворота составит

$$m_{\beta_j}'' = m_{q_j} \rho'' \frac{l_j + l_{j+1}}{l_j l_{j+1}}.$$

Так как ошибка измеренной нестворности

$$m_{q_j}'' = \frac{m_c'' l_j}{\rho''},$$

где m_c — угловая точность створных наблюдений, то

$$m_{\beta_j}'' = m_c'' \frac{l_j + l_{j+1}}{l_{j+1}}. \quad (X.44)$$

При примерно равных частях створа ($l_j \approx l_{j+1}$)

$$m_{\beta}'' = 2 m_c''. \quad (X.45)$$

В неуравненном вытянутом ходе с примерно равными сторонами поперечная ошибка точек, рассматриваемая в нашем случае как нестворность относительно общего створа, равна

$$m_{y_j} = \frac{m_{\beta}''}{\rho''} [l_j] \sqrt{\frac{j+1,5}{3}} \quad (X.46)$$

или с учетом (X.45)

$$m_{y_j} = \frac{2 m_c''}{\rho''} \frac{l_{I, II}}{n} j \sqrt{\frac{j+1,5}{3}}, \quad (X.46')$$

где n — число частей, на которые разбивается створ $l_{I, II}$; j — порядковый номер наблюдаемой точки в прямом ходе ($j = 1, 2, 3, \dots, n-1$, пункт I считается нулевым). Из формулы (X.46') видно, что наименьшая ошибка измерений будет в первой наблюдаемой точке ($j=1$) и наибольшая — в последней ($j=n-1$). В обратном ходе — наоборот; при этом для обратного хода при расчетах ошибок по формуле (X.46') вместо множителя j необходимо брать $n-j$. Ошибки среднего результата из прямых и обратных определений, подсчитанные по формуле (X.33), несколько сглаживаются, однако и при этом ошибки конечных точек и средней отличаются более чем в 4 раза. Для ранее рассматриваемого примера получим:

| | | |
|-------------|-------------|--------|
| точки 1 и 7 | $m = 0,24,$ | |
| « 2 и 6 | $m = 0,55,$ | (X.47) |
| « 3 и 5 | $m = 0,86,$ | |
| точка 4 | $m = 1,00.$ | |

ТАБЛИЦА 18

| Номера точек | Средние квадратические ошибки определения смещений, мм | | | |
|--------------|--|---------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| | схема полного створа | схема частей створа | схема последовательных створов | схема перекрывающихся створов |
| 1 и 7 | 0,68 | 0,84 | 0,55 | 1,27 |
| 2 и 6 | 1,30 | 1,37 | 0,66 | 2,90 |
| 3 и 5 | 1,76 | 1,62 | 0,67 | 4,53 |
| 4 | 1,94 | 1,94 | 0,75 | 5,28 |

В схеме перекрывающихся створов происходит очень быстрое накопление ошибок, что является его основным недостатком.

В табл. 18 приведены абсолютные величины средних квадратических ошибок определения смещений точек в двух циклах, рассчитанных для средних результатов измерения нестворностей из прямого и обратного ходов при длине створов $l_{1..11} = 800$ м, $n = 8$, угловой ошибке измерения нестворностей $m_c = 1''$ (одинаковой для всех наблюдаемых точек).

Из таблицы видно, что схемы измерений полного створа и частей створа дают примерно одинаковые по точности результаты. Однако при неблагоприятных условиях видимости между наблюдательными пунктами следует применять схему частей створа. Наиболее высокая точность измерений обеспечивается схемой последовательных створов. Так как в схеме перекрывающихся створов идет быстрое накапливание ошибок, то при использовании этой схемы на длинных створах необходимо стремиться другим методом определить положение ряда промежуточных точек створа, чтобы затем вести наблюдения на коротких расстояниях.

Схема последовательных створов по частям. В отдельных случаях целесообразно применять схему створных измерений, сочетающую преимущества схем последовательных створов и равных частей створа*.

Сущность этой схемы наблюдений заключается в следующем. Створ $I..II$ (рис. 178) разбивают на несколько частей. В случае, изображенном на рисунке, створ разбит опорными точками I_4 , II_8 и III_{12} на четыре части. От створа $I..II_8$ измеряют уклонение точки 1. Затем от створа $I..II_8$ определяют уклонение точки 2 и т. д. и, наконец, от створа $3..II_8$ измеряют уклонение опорной точки I_4 . После этого от створа $I_4..III_{12}$ определяют уклонение точки 5; от створа $5..III_{12}$ — уклонение точки 6 и т. д. и, наконец, от створа $7..III_{12}$ — уклонение опорной точки II_8 . Далее в створе $II_8..II$ производят аналогичные измерения вплоть до определения от створа $14..II$ отклонения последней точки 15. Обратный ход выполняют по такой же программе, что и прямой.

* Предложена В. А. Гореловым и Х. К. Ямбаевым [9, 49].

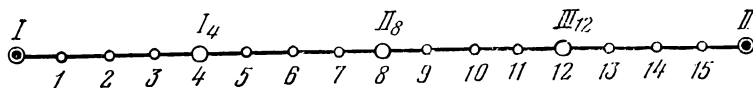


РИС. 178

Приведение измеренных уклонений точек к частным створам ($I.II_8$, $I_4.III_{12}$, $II_8.II$) выполняют по формулам, выведенным для схемы последовательных створов; нестворности опорных точек I_4 , II_8 , III_{12} от общего створа — по формулам (X.38) — (X.43) или из решения системы уравнений, составленной для схемы перекрывающихся створов (см. § 65).

Струнный способ. Обычно на створных измерениях применяют высокоточные теодолиты. Однако в отдельных случаях створ может быть задан струной малого диаметра (0,1—0,3 мм). Струну закрепляют на концевых знаках створа с одной стороны с помощью специального зажима, с другой — посредством блока с постоянным грузом. На наблюдаемых точках устанавливаются отсчетные устройства той или иной конструкции. Применяют оптические, механические и электронные отсчетные устройства. Последние позволяют автоматизировать процесс измерений.

Одной из причин, которая ограничивает возможность применения струны малого диаметра на створах большой протяженности (100 м и более), является ее провес. Для уменьшения стрелки провеса струны применяют различные приемы. Для определения горизонтальных смещений точек в стесненных условиях сооружения струну можно поддерживать внутри створа поплавками*. При наблюдениях за сдвигами бетонной плотины в ее потерне была натянута струна диаметром 0,8 мм на всю длину створа в 600 м. Струна натягивалась грузом 60 кг. Внутри створа струна поддерживалась поплавками, плавающими в отдельных сосудах, заполненных водой. Наблюдения смещений отдельных секций плотины относительно струны проводились с ошибкой 0,3 мм.

Можно также с успехом использовать способ фиксации створа длиной в несколько сотен метров струной малого диаметра, подвешенной примерно через 50 м внутри створа на нитях.

Для уменьшения влияния на струну воздушных потоков ее можно помещать в специальный короб с открывающимися окнами в местах производства измерений нестворностей. Проектирование струны на наблюдаемые точки производят теодолитом.

Определение нестворностей от струны длиной около 400 м при тщательном производстве измерений может быть выполнено с ошибкой порядка 0,3—0,5 мм.

* Предложение В. П. Бомбчинского (см. Определение плановых сдвигов гидротехнических сооружений относительно натянутой нити. — Изв. вузов, Геодезия и аэрофотосъемка, вып. 4, 1958, с. 155—162).

§ 65. ОБОБЩЕННАЯ ТЕОРИЯ СТВОРНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Д. Ш. Михелевым [29] предложена обобщенная теория, включающая основные схемы створных измерений. В этой теории створные измерения рассматриваются как комбинации различного типа частных створов (шагов измерений), от крайних точек k и j которых по той или иной схеме измеряют нестворность q_i наблюдаемой точки i (рис. 179). Каждый частный створ описывается тройкой чисел k, i, j , соответствующих номерам точек створа, при этом k означает номер точки стояния створного прибора, i — номер наблюдаемой точки, j — номер точки ориентирования створа.

Определяемая точка i всегда располагается между точками k и j . В прямом ходе имеет место возрастающая схема: $k < i < j$, и положительный знак при измеряемой нестворности q_i будет при введении точки i в створ kj по часовой стрелке (по ходу вправо). В обратном ходе тройка чисел убывает: $k > i > j$ и знаки нестворностей будут обратные.

В схеме полного створа нестворности точек с 1 по $n - 1$ измеряют от общего створа $0, n$, и последовательность чисел будет иметь вид

$$0, i, n; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n-1. \quad (\text{X.48})$$

В схеме частей створа предусматривается деление его на несколько участков, при этом нестворности деющих точек измеряют от общего створа $0, n$, а положение остальных точек определяют от частных створов, соединяющих смежные деющие точки. В схеме полуствора получают последовательность чисел:

$$\text{для средней точки общего створа} \\ 0, \frac{n}{2}, n;$$

для первого полуствора

$$0, i, \frac{n}{2}; \quad i = 1, 2, \dots, \left(\frac{n}{2} - 1\right); \quad (\text{X.49})$$

для второго полуствора

$$\frac{n}{2}, i, n; \quad i = \left(\frac{n}{2} + 1\right), \left(\frac{n}{2} + 2\right), \dots, (n-1).$$

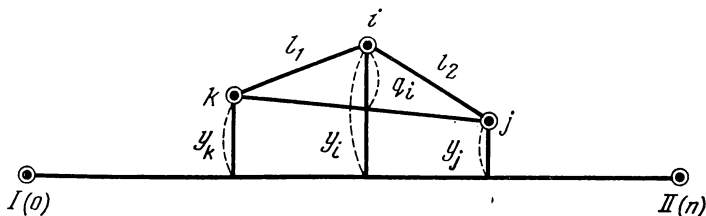


РИС. 179

крывающихся и последовательных створов измеряют отклонение от створа не одной смежной точки, а двух-трех. Например, в схеме перекрывающихся створов (см. рис. 177) от частного створа *1.3* измеряют нестворности точек *1* и *2*. Прибор переносят в точку *1* и от створа *1.4* определяют положение точек *2*, *3* и т. д. до конечного пункта *II*. В обратном ходе от створа *II.5* измеряют нестворность точек *7* и *6*, от створа *7.5* — нестворность точек *6*, *4* и т. д. до начального пункта *1*. Приведение измеренных нестворностей к общему створу выполняют, как обычно, путем решения системы уравнений (X.57) или по формуле (X.58).

В схеме последовательных створов (см. рис. 176) от створа *1.II* измеряют отклонение точек *1*, *2*; от створа *1.II* — нестворность точек *2*, *3* и т. д. При наличии избыточных измерений вместо системы (X.52) составляют уравнения поправок

$$y_i + a_k y_k + a_i y_i - q_i = v_i,$$

которые решают по методу наименьших квадратов.

§ 66. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ МЕТОДОМ ЛИНЕЙНО-УГЛОВЫХ ПОСТРОЕНИЙ

Способ направлений. Этот способ используют при отсутствии возможности закрепления створа на сооружении и когда число наблюдаемых точек невелико (3—5 точек). Для измерения смещения сооружения способом направлений необходимо установить не менее трех опорных пунктов *I*, *II*, *III* (рис. 180). При этом один из них, например *III*, желательно расположить так, чтобы направления с него на наблюдаемые точки (*1*, *2*, *3*, *4*) были примерно перпендикулярны к направлению ожидаемого смещения сооружения, а угол засечки был не менее 30°.

Рекомендуется [34], чтобы расстояние от опорного знака до наблюдаемой точки на сооружении не превышало 1000 м. Величина сдвига наблюдаемой точки *q* с каждого опорного пункта определяется по расстоянию и изменению ориентирного направления

$$q = l \frac{\Delta\beta''}{\rho''}, \quad (\text{X.60})$$

где *l* — расстояние от опорного знака до наблюдаемой точки сооружения; $\Delta\beta$ — изменение направления на наблюдаемую точку между циклами измерений.

В каждом цикле измерений должна контролироваться устойчивость опорных знаков. Для этой цели используют обратные засечки, трилатерацию и т. д. Во всех циклах ориентирные направления *IO*₁, *IO*₂, ... должны быть одни и те же. Смещения сооружения определяются только с устойчивых пунктов. Если стабильность положения опорного пункта, расположенного на

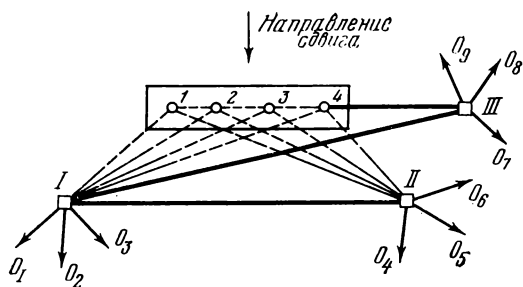


РИС. 180

продолжении оси сооружения, не вызывает сомнения, то величина смещения может быть получена именно с этого пункта, два других будут служить для контроля.

Ориентирные направления измеряются несколькими приемами теодолитом типа Т1 или Т2.

Способ триангуляции. Триангуляцию и угловые засечки большей частью используют для определения горизонтальных смещений сооружений, располагающихся в пересеченной или горной местности, например при наблюдениях арочных бетонных плотин.

Наблюдаемые точки сооружения могут быть расположены на разной высоте; они или включаются в триангуляционную сеть, если на них можно встать с теодолитом, или определяются прямыми засечками. Для наблюдений строят специальную сеть, состоящую из опорных пунктов и наблюдаемых точек на сооружении (рис. 181). В сети измеряют базисы и углы, после уравнивания сети вычисляют координаты наблюдаемых точек. Величину и направление горизонтального смещения сооружения вычисляют по изменениям координат, полученным в разных циклах измерений.

Средняя квадратическая ошибка смещения m_q подсчитывается по формуле

$$m_q = \sqrt{m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2},$$

где $m_{\Delta x}$ и $m_{\Delta y}$ — средние квадратические ошибки приращений координат.

Пункты триангуляции должны располагаться вне деформационной зоны сооружения. Если стабильность их положения вызывает сомнение, то они должны проверяться от более удаленных и надежных пунктов, которые включают в общую сеть. Иногда для контроля всей сети на каждом опорном пункте измеряют направления на удаленные ориентирные пункты.

В отдельных случаях по условиям измерений триангуляцию заменяют трилатерацией.

Способ полигонометрии. При работе в стесненных условиях строительства иногда целесообразно горизонтальные деформации сооружений определять из повторных полигонометрических измерений. В частности, полигонометрию удобно использовать при изучении горизонтальных смещений туннелей, арочных плотин и многих кольцевых сооружений (рис. 182).

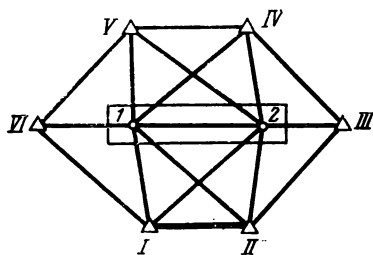


РИС. 181

В полигонометрических ходах, прокладываемых в потернах арочных плотин между опорными пунктами, расположенными в береговых штольнях, как правило, отсутствует возможность азимутальной привязки хода и при уравнивании используются только координатные условия, что при незначительных величинах допускаемых ошибок в определении горизонтальных смещений плотины (1—3 мм) требует высокоточных угловых измерений в ходе.

Так, например, при длине хода 500 м, длине сторон $l=100$ м ($n=5$) и допускаемой ошибке определения смещения 2 мм по принципу равного влияния получим:

$$\text{допустимый продольный сдвиг } m_t = \frac{2}{\sqrt{2}} = \sqrt{2} \text{ мм};$$

$$\text{допустимый поперечный сдвиг } m_u = \sqrt{2} \text{ мм.}$$

После уравнивания хода в его середине

$$m_t = \frac{m_l \sqrt{n}}{2}, \quad (\text{X.60})$$

отсюда ошибка измерения стороны хода

$$m_l = \frac{2m_t}{\sqrt{n}}$$

или

$$m_l = \frac{2\sqrt{2}}{\sqrt{5}} = 1,2 \text{ мм.}$$

Поперечная ошибка в середине хода с координатной привязкой [18]

$$m_u = \frac{m_\beta''}{\rho''} l \sqrt{\frac{n(n^2+3)}{48}} \quad (\text{X.61})$$

или

$$m_\beta'' = \frac{m_u}{l} \rho'' \sqrt{\frac{48}{n(n^2+3)}}.$$

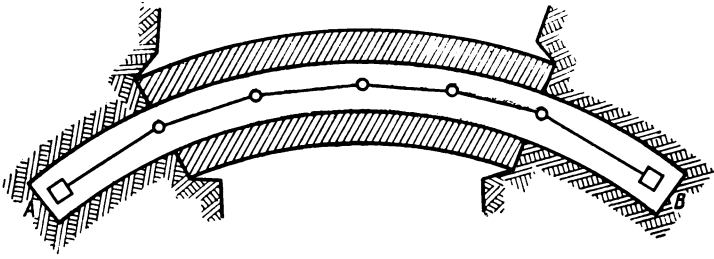


РИС. 182

В нашем примере

$$m''_{\beta} = \frac{\sqrt{2} \cdot 206\,000''}{100\,000} \sqrt{\frac{48}{140}} = 1,7''.$$

При проложении хода по гребню плотины обычно имеется возможность измерить примычные углы на конечных опорных пунктах. В этом случае поперечная ошибка в середине хода, уравненного за координатные и азимутальные условия,

$$m_u = \frac{m''_{\beta}}{\rho''} l \sqrt{\frac{n(n+2)(n^2+2n+4)}{192(n+1)}}. \quad (\text{X.62})$$

Для наших данных

$$m''_{\beta} = \frac{\sqrt{2} \cdot 206\,000''}{100\,000 \cdot 1,08} = 2,7''.$$

Из этих примеров видно, что для измерения линий в полигонометрическом ходе надо применять инварные проволоки или светодальномеры типа мекометра. Угловые наблюдения следует выполнять высокоточными теодолитами.

Полигонометрические измерения часто выполняют совместно с наблюдениями прямых и обратных отвесов.

В прямом отвесе вертикальная линия фиксируется проволокой диаметром 0,8—1,2 мм, подвешенной на верхнем ярусе и натянутой грузом 20 кг. На нижнем ярусе положение проволоки в каждом цикле определяют при помощи координатомера механического или оптико-электронного типа, который обеспечивает точность 0,5—1 мм. Главным источником ошибок является колебание нити отвеса.

Наблюдения за смещениями основания сооружения могут быть выполнены при помощи обратных поплавковых отвесов*, построенных в вертикальных шахтах и основанных

* Автор М. С. Муравьев. (Наблюдения геодезическими методами за сдвигами гидротехнических сооружений по их основанию. — Изв. вузов, Геодезия и аэрофотосъемка, вып. 5, 1958).

на законе Архимеда. Якорь нити отвеса (инварной проволоки) закрепляют в основании сооружения. Верх нити жестко связан с полым тором («поплавком»), плавающим в круговом сосуде с жидкостью и силой выталкивания натягивающим нить в отвесном направлении (рис. 183). При смещении основания плотины перемещается и якорь нити, и соответственно верхняя осевая точка плавающей системы. Величина этого верхнего перемещения измеряется при помощи микроскопа относительно независимых от отвеса осей координатного столика. Для определения абсолютной величины смещения необходимо знать перемещение координатного столика, которое может быть найдено из тригонометрических наблюдений.

Комбинированные способы. Во многих случаях практики возникает необходимость использования того или иного способа определения смещения в комбинации с другими способами.

Выше уже упоминалось использование способа триангуляции в сочетании с прямыми засечками при наблюдениях за гидротехническими сооружениями. Когда опорные пункты створа неустойчивы, тогда при измерении смещений гражданских и промышленных зданий створные измерения применяют совместно со способом отдельных направлений или с триангуляцией. При использовании створа в комбинации со способом направлений на сооружении закрепляют створ с концевыми пунктами; вне сферы влияния сооружения устанавливают не менее двух опорных знаков, с которых методом направлений контролируют концевые пункты створа.

Способ триангуляции в сочетании со створными наблюдениями удобно использовать при наблюдениях за сдвигами причальных и подпорных стен и набережных. В этом случае от створа определяют нестворности наблюдаемых точек сооружения, а из триангуляционных наблюдений — стабильность концевых пунктов створа.

При комбинированном методе оценка точности измерений выполняется отдельно для каждого способа, после чего находится общая средняя квадратическая ошибка смещения точки сооружения в каждом цикле измерений.

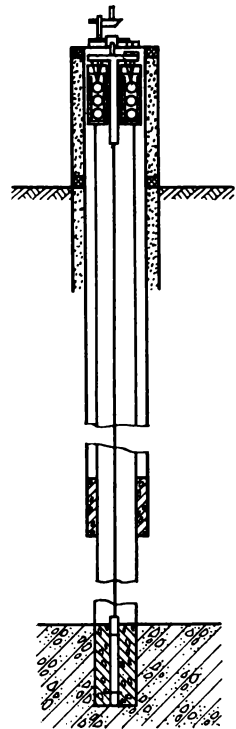


РИС. 183

§ 67. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА КРЕНАМИ И ТРЕЩИНАМИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Наклоны сооружений (крены) определяют различными методами в зависимости от конкретных технических требований и условий наблюдений: с помощью механических отвесов и оптических центриров, клинометров и из геодезических построений. Измерение кренов производят как строящихся, так и уже построенных сооружений.

При наблюдениях за наклонами фундаментов и кренами зданий и сооружений предельные ошибки измерений не должны превышать:

для фундаментов под агрегаты и машины . . . 0,00001 L ;
для стен гражданских и производственных зданий 0,0001 H ;
для дымовых труб, башен, мачт 0,0005 H ,
где L и H — соответственно длина фундамента и высота сооружения.

Применение отвесов. В ряде случаев практики для определения кренов используют прямые отвесы, у которых вертикальность нити устанавливается под действием силы тяжести груза (отвеса). Нить подвешивают вверху конструкции, и отклонение ее частей от вертикали фиксируют при помощи шкаловых отсчетных устройств. Общий крен и его направление могут быть определены по отклонению отвеса от закрепленного центра в основании сооружения. Главным источником ошибок в этом способе является колебание нити отвеса. При благоприятных условиях способ обеспечивает требуемую точность определения крена при высоте сооружения до 15 м. В лаборатории измерительных приборов Словацкой Академии наук разработан оптико-механический прибор — п е н д а м е т р, позволяющий измерять положение нити (струны) отвеса в системе прямоугольных координат одновременно с двух взаимно перпендикулярных сторон. Пендаметр состоит из визирной трубы и двух микроскопов. Оптическая система сводит изображения струны, получаемые через два микроскопа, расположенных во взаимно перпендикулярных плоскостях, в одну фокальную плоскость, которая рассматривается через окуляр. Оба изображения совмещаются с пересечением сетки нитей при помощи винтов, и по шкалам микроскопов-микрометров производят отсчеты координат x и y . При небольших колебаниях проволоки отсчеты координат выполняются для каждого из двух крайних отклонений порознь, а затем выводится среднее арифметическое.

Для обеспечения дистанционности измерений при работах струнными отвесами можно использовать индуктивные датчики [29].

Применение приборов вертикального проектирования. Из оптических приборов для определения кренов конструкций и сооружений применяют различные оптические приборы с уров-

ниями или зенит-приборы с компенсаторами, автоматически приводящими визирную ось в отвесное положение. Оптические приборы вертикального проектирования при благоприятных условиях наблюдений позволяют определять крены сооружений до 100 м с ошибкой около 1 мм.

Для увеличения диапазона измерений до сотен метров и повышения точности вертикального проектирования в зенит-приборах стали применять лазеры, которые используются в качестве источника излучения. Использование лазеров позволяет автоматизировать процесс измерения. В вертикальное положение луч лазера приводят либо по точному уровню, либо используют нивелирные компенсаторы.

Во многих случаях практики крен удобно определять теодолитом, применяя способ координат, вертикального проектирования и способ углов.

Способ координат. Вокруг сооружения, на расстоянии от него не меньше двух-трех его высот, прокладывают замкнутый полигонометрический ход и вычисляют в локальной системе координаты трех-четырех постоянно закрепленных пунктов. С этих пунктов через определенные промежутки времени прямой засечкой определяют координаты хорошо заметной точки на вершине сооружения. По разности этих координат между текущим и начальным циклами наблюдений находят составляющие крена за данный промежуток времени

$$Q_x = x_j - x_0; \quad Q_y = y_j - y_0, \quad (\text{X.63})$$

полную величину крена и его направление

$$\left. \begin{aligned} Q &= \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}, \\ \text{tg } \alpha_Q &= \frac{Q_y}{Q_x}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.64})$$

Точность измерений подсчитывают по формулам прямой многократной засечки.

Способ вертикального проектирования. На двух взаимно перпендикулярных осях сооружения закладывают постоянные пункты I и II (рис. 184). На эти пункты периодически устанавливают теодолит, тщательно его горизонтируют и при двух кругах проектируют заметную верхнюю точку сооружения на некоторую плоскость в его основании (цоколь, специально смонтированную рейку или палетку). Зафиксированный в течение времени на основании ряд точек представляет собою центральную проекцию траектории верхней наблюдаемой точки на плоскость, перпендикулярную к коллимационной плоскости зрительной трубы.

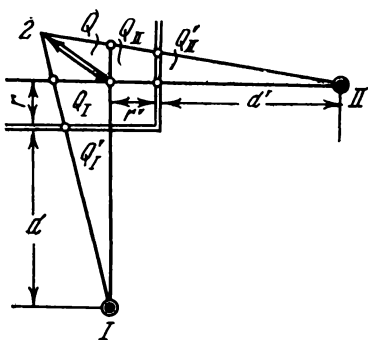


РИС. 184

Для определения полной величины крена Q сооружения необходимо, во-первых, произвести одновременные наблюдения вершины с пунктов I и II и, во-вторых, графически или аналитически перейти от составляющих крена Q_I' и Q_{II}' в центральной проекции к ортогональным величинам крена Q_I и Q_{II} . Искажение крена в центральной проекции тем больше, чем ближе опорные пункты I и II к основанию сооружения и чем дальше от вертикали верхней наблюдаемой точки находится нижняя плоскость фиксации.

Из рис. 184 следует

Из рис. 184 следует

$$\frac{Q_I}{r+d} = \frac{Q_I'}{d}$$

или

$$Q_I = Q_I' \left(1 + \frac{r}{d}\right). \quad (\text{X.65})$$

Аналогично

$$Q_{II} = Q_{II}' \left(1 + \frac{r'}{d'}\right). \quad (\text{X.65}')$$

С достаточной степенью точности по правилу параллелограмма получают величину полного крена Q по формуле (X.64).

Точность способа главным образом зависит от точности приведения основной оси прибора в отвесное положение. В точных работах желательно, чтобы ошибка горизонтирования теодолита не превышала ошибок визирования на верхнюю и нижнюю точки, т. е. чтобы соблюдалось равенство

$$0,2\tau'' = m_v'' \sqrt{2}, \quad (\text{X.66})$$

где τ'' — цена деления уровня на алидаде горизонтального круга или накладного на ось вращения трубы; m_v'' — ошибка визирования. В данных условиях можно принять $m_v'' = \frac{30''}{v}$, где v — увеличение зрительной трубы.

Способ горизонтальных углов. Для высотных сооружений с закрытым основанием целесообразнее производить наблюдения за креном путем периодического измерения точным теодолитом в пунктах I и II (рис. 185) углов между опорными на-

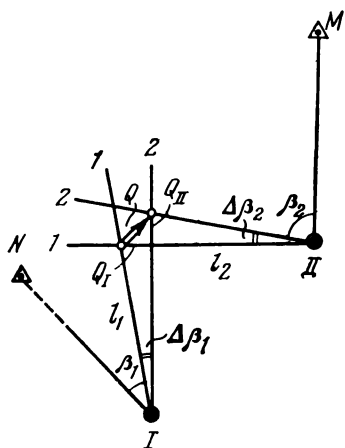


РИС. 185

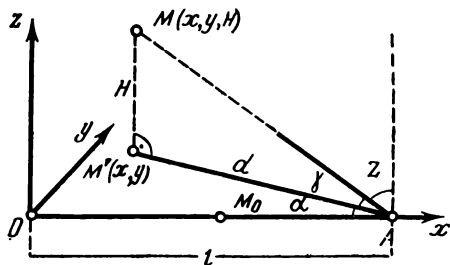


РИС. 186

правлениями IN и IIM и направлениями на наблюдаемую верхнюю точку сооружения. По величине изменения этих углов между циклами измерений и горизонтальному проложению до наблюдаемой точки (которое легко определить прямой засечкой из пунктов I и II) находят составляющие крена Q_I и Q_{II} :

$$Q_I = \frac{l_1 \Delta \beta_1''}{\rho''}; \quad Q_{II} = \frac{l_2 \Delta \beta_2''}{\rho''} \quad (X.67)$$

и полную величину крена Q по формуле (X.64).

Отношение линейной величины крена Q к высоте сооружения H дает крен в угловой мере

$$\gamma = \frac{Q}{H} \rho. \quad (X.68)$$

Точность определения составляющих крена этим способом в основном зависит от точности измерения углов β_1 и β_2 :

$$m_{Q_I} = \frac{l_1 m_{\Delta \beta}''}{\rho''}$$

или

$$m_{Q_I} = \frac{l_1 m_{\beta}'' \sqrt{2}}{\rho''}. \quad (X.69)$$

При $l_1 \approx l_2 = l$ для общего крена

$$m_Q = m_{Q_I} \sqrt{2} = \frac{2l m_{\beta}''}{\rho''}. \quad (X.70)$$

Для $l = 200$ м, $m_{\beta} = 1''$ ошибка $m_Q = 2$ мм.

Если наблюдения за кренами ведут с пунктов, линии визирования с которых располагаются под некоторым углом за сечки γ , то полный крен вычисляют по формуле

$$Q = \frac{l}{\sin \gamma} \sqrt{Q_I^2 + Q_{II}^2 - 2Q_I Q_{II} \cos \gamma}. \quad (\text{X.71})$$

Ошибка определения крена в этом случае

$$m_Q = \frac{2lm''}{\rho'' \sin \gamma}. \quad (\text{X.72})$$

Способ горизонтальных и вертикальных углов *. В этом способе с опорного пункта A (рис. 186) измеряют теодолитом горизонтальные углы между направлением на центр сооружения и замаркированные сверху точки и зенитные расстояния (вертикальные углы) на последние. Опорный пункт закладывают на близком расстоянии от сооружения (оптимальное соотношение $\frac{l}{H} = 1$), чтобы получить значительные величины углов наклона линий визирования, при которых обеспечиваются достаточно точные результаты.

Начало координат принимают в центре сооружения (точка O) и ось абсцисс направляют по линии OA , проходящей через опорный пункт. В основании сооружения на оси абсцисс закрепляют исходную марку M_0 и примерно в створе этой оси (в плоскости Oxz) маркируют точку M на вершине сооружения и при необходимости промежуточные точки.

В каждом цикле наблюдений при одной и той же высоте теодолита (допускаемое отклонение не более 5 мм) измеряют малые горизонтальные углы между направлением AM_0 на исходную марку и направлениями на верхнюю точку M и все другие наблюдаемые точки, а также зенитные расстояния на все точки, кроме исходной. Так как вертикальные углы наблюдений достигают 45° , а иногда и более, то в горизонтальные углы необходимо вводить поправки за наклон оси вращения трубы по показаниям высокоточного уровня.

Согласно рис. 186 координаты точки M' проекции M в плоскости Oxy будут

$$\left. \begin{aligned} x &= l - d \cos \alpha, \\ y &= d \sin \alpha, \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.73})$$

где l — расстояние от теодолита до центра сооружения; d — горизонтальная проекция наклонного расстояния AM .

* Способ предложен В. Я. Раинкиным (см. Определение деформаций сооружений башенного типа посредством измерения горизонтальных и вертикальных углов с одного опорного пункта. — Изв. вузов, Геодезия и аэрофотосъемка, вып. 3, 1972, с. 27—33).

Из прямоугольного треугольника $M'MA_0$

$$d = \frac{H}{\operatorname{tg} \gamma} = H \operatorname{ctg} z, \quad (\text{X.74})$$

где H — высота наблюдаемой точки M над горизонтальной плоскостью, проходящей через ось вращения зрительной трубы.

С учетом (X.74) формулы (X.73) переписываются в виде

$$\left. \begin{aligned} x &= l - H \cos \alpha \operatorname{ctg} z, \\ y &= H \sin \alpha \operatorname{ctg} z. \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.75})$$

Составляющие крена между текущим j и начальным циклами наблюдений по осям координат будут

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= x_j - x_0 = -H_j \cos \alpha_j \operatorname{ctg} z_j + H_0 \operatorname{ctg} z_0 \cos \alpha_0, \\ Q_y &= y_j - y_0 = H_j \sin \alpha_j \operatorname{ctg} z_j - H_0 \operatorname{ctg} z_0 \sin \alpha_0. \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.76})$$

Под влиянием перемены температуры будет изменяться от цикла к циклу и высота наблюдаемой точки

$$H_j = H_0 + \Delta H_t,$$

где H_0 — высота наблюдаемой точки, полученная в начальном цикле методом нивелирования при температуре t_0 ; ΔH_t — температурная поправка, равная

$$\Delta H_t = \alpha H (t_j - t_0).$$

При $H = 200$ м; $t_j - t_0 = 10^\circ$; $\alpha = 12,5 \cdot 10^{-6}$ поправка $\Delta H_t = 25$ мм. Из основных формул (X.76) получим

$$\left. \begin{aligned} m_{Q_x}^2 &= 2 \left(\frac{H}{\rho \cos^2 z} \right)^2 m_z^2 + 2 \operatorname{tg}^2 z m_{\Delta H_t}^2, \\ m_{Q_y}^2 &= \left(\frac{H}{\rho \cos z} \right)^2 \left[2 \sin^2 z m_\alpha^2 + 2 \frac{\alpha^2 m_z^2}{\rho^2 \cos^2 z} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.77})$$

При выводе формул (X.77) принято $m_{\alpha_j} = m_{\alpha_0} = m_\alpha$; $m_{z_j} = m_{z_0} = m_z$; по малости угла α заменены $\sin \alpha_i$ и $\sin \alpha_0$ через $\frac{\alpha_i}{\rho}$ и $\frac{\alpha_0}{\rho}$ и принято $\cos \alpha_0 = \cos \alpha_i = 1$. Для подсчета ошибок взяты средние значения углов $z_i \approx z_0 = z$; $\alpha_i \approx \alpha_0 \approx \alpha$ и высот $H_j = H_0 = H$. Пренебрегая по малости вторыми членами в правой части формул, имеем

$$\left. \begin{aligned} m_{Q_x} &= \frac{H \sqrt{2}}{\rho \cos^2 z} m_z, \\ m_{Q_y} &= \frac{H \sqrt{2}}{\rho} \operatorname{tg} z m_\alpha. \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.78})$$

Например, при $H = 200$ м; $z = 45^\circ$; $m_\alpha = 2''$; $m_z = 3''$ получим $m_{Q_x} = 8,3$ мм и $m_{Q_y} = 2,8$ мм.

Способ высокоточного нивелирования. Крены жестких сооружений (башен, элеваторов, дымовых труб) могут быть определены по результатам измерений осадок их фундаментов. Производя высокоточное периодическое нивелирование осадочных марок, установленных на концах взаимно перпендикулярных осей фундамента, определяют величины их осадок и по их разности ΔS — наклон фундамента. Так, для оси 1.2

$$i_{1.2} = \frac{\Delta S_{1.2}}{l_{1.2}}.$$

При высоте сооружения H составляющая крена для его вершины вдоль этой же оси равна

$$Q_{1.2} = H i_{1.2} = H \frac{\Delta S_{1.2}}{l_{1.2}}. \quad (\text{X.79})$$

Полная величина крена определится по правилу параллелограмма.

Ошибка определения крена этим способом

$$m_{Q_{1.2}} = m_{\Delta S_{1.2}} \frac{H}{l_{1.2}}$$

и увеличивается пропорционально отношению $\frac{H}{l}$. Так как

$$m_{\Delta S_{1.2}} = \sqrt{m_{S_1}^2 + m_{S_2}^2},$$

то при $m_{S_1} = m_{S_2} = m_{S_{1.2}}$

$$m_{Q_{1.2}} = m_{S_{1.2}} \sqrt{2} \frac{H}{l_{1.2}}. \quad (\text{X.80})$$

Если для второй оси 3.4 $m_{S_{3.4}} = m_{S_{1.2}} = m_S$ и $l_{3.4} = l_{1.2} = l$, то ошибка полной величины крена

$$m_Q = m_{Q_{1.2}} \sqrt{2} = 2m_S \frac{H}{l}. \quad (\text{X.81})$$

Если требуется, чтобы ошибка крена $m_Q \geq 10$ мм, то при $H=50$ м и $l=5$ м ошибка определения осадки m_S не должна превышать 0,5 мм, а суммарная ошибка измерения превышений в каждом из двух циклов — $\frac{0,5}{\sqrt{2}} = 0,35$ мм, т. е. требуется выполнение высокоточных нивелирных работ.

Применение клинометров. Крен жестких сооружений можно определить при помощи различного вида клинометров, представляющих собою накладные высокоточные уровни с ценой деления 2—5" (микрокренометры, клинометры, микронивелиры).

Микрокренометр* состоит из трех точных уровней с микро-

* Конструкция Н. Г. Видуева и В. П. Гржибовского.

метренными измерительными винтами, расположенными под углом 45° .

В начальный период наблюдений прибор устанавливают на опорной площадке сверху сооружения, уровни приводят на нуль-пункт и берут отсчеты по микрометренным винтам. В последующие циклы наблюдений эти действия повторяют, определяя по разности отсчетов по микрометренным винтам угловые наклоны сооружения в заданных направлениях. Зная высоту сооружения, можно вычислить и линейную величину крена.

Таким же образом определяют крены с помощью клинометров. Клинометр — это переносный прибор, основной частью которого является точный уровень с измерительным винтом на одном из его концов. В зависимости от делений измерительного винта прибор позволяет определять наклон в градусной или относительной мере. Измерение клинометром производят так же, как и микронивелиром (см. § 51).

Следует иметь в виду, что наблюдения за наклонами сооружений при помощи нивелиров и клинометров нужно рассматривать как дополнительные, контрольные. Практика показала, что распространить результаты измерений на отдельных площадках клинометрами на все сооружения нельзя из-за значительных местных деформаций частей сооружений, вызываемых колебаниями температуры.

Наблюдения за трещинами. Деформации оснований сооружений вызывают в несущих конструкциях не только крены, но и трещины. Особенно опасно появление трещин в бетоне гидротехнических сооружений, когда обнаженная арматура подвергается коррозии и создаются благоприятные условия для фильтрации воды.

По характеру развития трещины делят на активные, когда идет процесс их расширения, и неактивные, когда трещины прекратили свое развитие или изменяют свои размеры периодически, например в результате вариаций температуры конструкции.

Наблюдения за развитием трещин обычно проводятся в плоскости стены, в отдельных случаях такие наблюдения выполняют по трем координатам. Для выявления трещин используют специальные маяки, которые представляют собой плитки из гипса, алебаstra, стекла. Такой маяк крепится к конструкции поперек трещины, в ее наиболее широком месте. Если трещина активна, то на маяке через некоторый промежуток времени появится трещина. Появление трещины фиксируют, а трещину перекрывают новым маяком. Ширину трещины измеряют линейкой между заранее нанесенными на стену штрихами. Такие наблюдения характеризуют деформацию больше с качественной стороны, чем с количественной. Для измерения трещин существуют различные приборы: деформметры, щелеметры, измерительные скобы.

Простейшие из них состоят из двух частей, прикрепляемых по обе стороны трещины и позволяющих производить измерения развития трещин с помощью штангенциркуля, микрометров, индикаторов часового типа и т. п. В этом случае точность измерения параметров трещины может колебаться от 0,02 до 0,10 мм в зависимости от точности измерительного инструмента.

При изучении труднодоступных трещин конструкций особо ответственных сооружений можно использовать индуктивные датчики с дистанционным получением информации о параметрах трещины с точностью 0,01—0,15 мм.

Результаты наблюдений за трещинами заносят в особый журнал. В нем подробно зарисовывают каждую вновь появившуюся трещину, с указанием ширины в разных местах, записывают время ее образования, время установки маяков, время появления на них трещин, замены маяков и т. д. При возможности трещины фотографируют. На установленных измерительных приборах периодически регистрируют их показания.

§ 68. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОПОЛЗНЯМИ

Оползень — физико-геологическое явление, представляющее собой движение земляных масс вниз по склону под влиянием силы тяжести. Оползни проявляются в самой различной форме — от малозаметных пластических перемещений до активных и катастрофических обвалов. Часто в плане оползни имеют форму полукольца, образуя понижение в склоне, называемое оползевым цирком.

Оползни возникают главным образом на склонах под воздействием грунтовых и поверхностных вод, переувлажняющих горные породы, изменяющих силы сцепления в грунтах и выводящих их из равновесия. Часто появление оползня связано с выходом на поверхность водоносного горизонта, смачивающего склоны и вызывающего скольжение элювиально-делювиальных масс по коренным породам.

Первичное нарушение равновесия земляных масс обычно вызывается эффективной силой, прерывающей сцепление грунтов, в результате чего возникает первая подвижка (первый оползень), последующие подвижки уже будут происходить как следствие первой. Оползень вначале движется довольно быстро, затем его движение замедляется и наступает период относительной стабилизации, после которого начинаются новые малые подвижки, представляющие как бы пульсирующее движение. Такие вторичные оползни, иногда называемые сложными или древними, особенно опасны для строительства, так как они легко активизируются при изменении равновесия земляных масс, вносимом строительными работами.

Первичный оползень представляет собой перемещение земляных масс по неустойчивому крутому, частично обрывистому, с террасами и выходами родников склону. На террасах перио-

дически происходят большие просадки, подвижки, обвалы, осыпи и т. п., в результате чего у подножия склона образуются так называемые оползневые накопления, которые развиваются и передвигаются на береговые террасы с аллювиальными отложениями. При движении оползневых накоплений в нижней их части («язык оползня») легко образуются валы, бугры выпирания, надвиги, наползающие друг на друга, и т. п. Последнее обстоятельство указывает на относительно небольшую глубину оползня (2—3 м), что должно обязательно учитываться при заглаблении геодезических знаков на местности.

Существует много методов инструментальных наблюдений за смещением оползней; большинство этих методов основано на применении геодезических способов измерений. Геодезические методы позволяют получать абсолютные величины смещений оползней, так как точки оползня наблюдаются относительно неподвижных пунктов, расположенных вне оползня. Точки, по которым ведутся наблюдения, закрепляются на местности в виде постоянных знаков. Это обычно врытые в землю деревянные, металлические или бетонные столбы, на которых имеется головка с центром. Иногда в качестве знака служат металлические стержни или раскрашенные визирные цели, заделываемые в стены зданий и сооружений. Геодезические знаки в зависимости от места установки разделяются на неподвижные — опорные и подвижные — оползневые.

Геодезические наблюдения за смещениями оползней выполняются следующими методами:

- 1) осевые (одномерные) методы для определения смещений точки по отношению к заданной линии или принятому створу;
- 2) плановые (двухмерные) методы для определения смещения проекции точки на горизонтальной плоскости (по осям X и Y);
- 3) высотные методы для определения только вертикальных смещений точки (по оси H);
- 4) пространственные (трехмерные) методы для определения полного смещения точки в пространстве (по осям X , Y , H).

Осевые методы применяются в тех случаях, когда направление смещения точки известно с достаточной точностью. Производя периодически измерения по отношению к этому направлению, можно получить величину горизонтального смещения точки. Если действительное направление движения точки неизвестно, то осевые методы дают лишь составляющую этого общего движения.

К осевым методам относят:

линейные промеры расстояний по прямой линии между знаками, установленными вдоль движения оползня;

створные измерения поперечных смещений оползневых точек относительно линии, закрепленной перпендикулярно к направлению движения оползня;

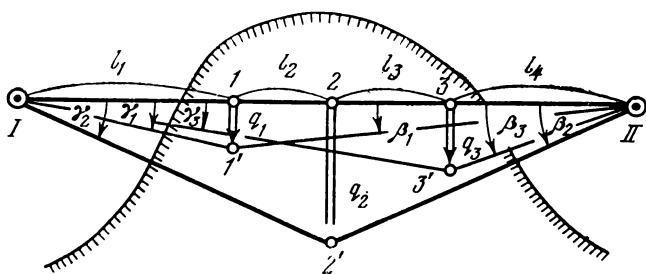


РИС. 187

способ направлений, заключающийся в определении отклонения оползневой точки по изменению направления визирного луча с опорного пункта на оползневый знак.

Плановые методы являются более универсальными, так как они не связаны с необходимостью заранее знать направление движения оползня. В сочетании с высотными методами они дают полную картину смещения оползневых точек в пространстве.

К плановым методам относят:

прямую и обратную линейную или угловую засечки с изменением расстояний или углов между опорными и оползневыми знаками;

полигонометрические ходы по оползневым точкам с привязкой к опорным пунктам;

способ полярных координат.

Высотные методы, дающие возможность определить вертикальные смещения оползневых точек, включают проложение ходов геометрического или тригонометрического нивелирования с вычислением превышений оползневых точек по отношению к опорным реперам.

К пространственным методам наблюдений за оползнями относят пространственную засечку с измерением горизонтальных и вертикальных углов и наземную стереофотограмметрическую съемку, заключающуюся в периодическом фотографировании района оползня и анализе полученных фотоснимков.

При движении оползневого участка в одном направлении обычно выбирают осевые методы наблюдений. Перпендикулярно к основному направлению движения располагают ряд наблюдательных створов, опорные пункты которых закрепляют в устойчивых местах (рис. 187). С этих пунктов створным способом производят измерения поперечных смещений оползневых точек (1, 2, 3, ...). Если, кроме поперечного смещения, точки оползня передвигаются еще и в продольном направлении по створу, то эти передвижения определяют линейными измерениями отрезков между точками створа (l_1, l_2, l_3, \dots), а высотные смещения — нивелированием.

При наблюдениях за оползнями способами периодических определений координат оползневых точек эффективным явля-

ется применение электронных тахеометров и наземной стереофотограмметрии, а при исследовании больших оползневых районов — крупномасштабной аэрофотограмметрической съемки.

Полный цикл наблюдений на оползнях в зависимости от их активности обычно выполняют в среднем один раз в год.

Между полными циклами применяют промежуточные наблюдения (визуальные и сокращенные инструментальные), которые помогают выяснить режим смещений на оползнях в течение года.

Учитывая, что в осенний период происходит интенсивное выпадение атмосферных осадков, а весеннее время характеризуется повышением уровня грунтовых вод, наблюдения рекомендуются производить после паводка в реке или после периода дождей, т. е. в сухой или морозный периоды года, когда поверхность грунтов покрывается трещинами усыхания.

Одновременно с полными циклами наблюдений за оползневыми знаками необходимо выполнять контрольные наблюдения за неподвижностью исходных опорных пунктов и реперов.

В результате систематических инструментальных наблюдений за знаками, установленными на поверхности оползня, вычисляются величина, направление и скорость горизонтальных и вертикальных смещений. Выполняется оценка точности указанных характеристик. Основными материалами для этих вычислений служат топографические планы с нанесенными на них опорными и оползневыми знаками и отчетные ведомости со значениями планово-высотных координат оползневых точек, полученных в разных циклах наблюдений.

Независимо от точности измерений координаты оползневых точек могут содержать систематические ошибки в связи с неодновременностью определения их положения. Для освобождения результатов наблюдений от этих ошибок необходимо приводить все данные к одному моменту времени. Эта задача называется **корректированием по времени** и выполняется графически.

Если один вид измерений точнее другого (как правило, нивелирные работы точнее плановых), то, построив график зависимости между горизонтальными и вертикальными смещениями, который называется кривой наклона вектора смещения, можно построить кривую рассчитанных горизонтальных смещений. Полученная зависимость рассматривается как равноточная с исходной кривой вертикальных смещений. Эта операция называется **корректированием по положению**.

Геодезические наблюдения должны рассматриваться совместно с геологическими и гидрологическими данными по оползню. Это позволит определить причины смещения и выработать меры борьбы с ними.

§ 69. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ СООРУЖЕНИЙ ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

Приборы. Деформации сооружений и конструкций с успехом могут быть измерены методом наземной фотограмметрической съемки, который имеет то преимущество, что смещения большого числа исследуемых точек определяются одновременно вдоль двух или трех координатных осей и, кроме того, имеется возможность в любое время документально проверить результаты наблюдений путем повторных измерений фотоснимков.

В этом методе наблюдаемое сооружение маркируют и фотографируют в начальный период и затем — периодически через установленный промежуток времени, причем местоположение и точное ориентирование фотокамеры при всех этих съемках остаются неизменными.

Для съемки сооружений применяют фототеодолиты Photheo 19/1318, измерительные камеры УМК 10/1318 и стереофотограмметрические камеры SMK.

Фототеодолит предназначен для фотосъемки с горизонтально расположенной оптической осью. Его прикладная рамка располагается строго в фокальной плоскости объектива ($f = \text{const}$), и наименьшее отстояние, при котором изображение получается еще достаточно резким, определяется по формуле

$$Y_{\min} = \frac{f^2}{\lambda n}, \quad (\text{X.82})$$

где λ — допускаемая нерезкость изображения; $1:n$ — относительное отверстие объектива; f — фокусное расстояние камеры. При $\lambda = 0,1$ мм; $1:n = 1:25$; $f = 192$ мм получим $Y_{\min} = 15$ м.

Для съемки сооружений с близких расстояний широко применяют фотокамеру УМК с фокусным расстоянием 100 мм, объектив которой с помощью выдвижного тубуса может фокусироваться на разные расстояния от 3 м до ∞ (в новых моделях от 1,4 м до ∞), камера может наклоняться ступенями через 15° от -30 до $+90^\circ$.

В инженерных работах используют также малоформатные синхронно работающие стереокамеры SMK с фокусным расстоянием 55 мм и постоянным базисом 40 и 120 мм. Стереокамера SMK/40 отфокусирована на 4 м и позволяет получать резкое изображение от 1,5 до 10 м. Камера SMK/120 отфокусирована на 8 м и может применяться для съемки для расстояний от 5 до 30 м, при этом оптические оси могут наклоняться ступенями через 15° от -90° до $+90^\circ$.

Фотограмметрический метод. Для определения смещения точек сооружений только в вертикальной плоскости (осадки, прогибы, боковые сдвиги) периодическая фотограмметрическая съемка производится с одной точки, с так называемого ну-

левого или временного базиса. При съемке стремятся плоскость прикладной рамки установить параллельно основной плоскости исследуемого сооружения. Полученные фотоснимки измеряют на стереокомпараторе, причем в левую кассету закладывают всегда начальный снимок, а в первую кассету — снимок текущего цикла наблюдений, определяя таким образом суммарные смещения точек относительно начального периода наблюдений. Можно, конечно, измерять смещения и между смежными циклами наблюдений.

Ориентировав снимки по координатным меткам и измерив винтом продольных параллаксов смещения точек правого снимка вдоль оси абсцисс, поворачивают оба снимка в одну и ту же сторону на 90° и измеряют смещение вдоль оси z (по вертикали). Поворот снимков дает возможность вертикальные смещения (осадки) наблюдать стереоскопически и тем самым повысить точность их измерения.

По измеренным на стереокомпараторе смещениям вычисляют величины составляющих деформации точек сооружения за период наблюдений по формулам

$$\left. \begin{aligned} \Delta X &= \frac{Y}{f} \Delta x, \\ \Delta Z &= \frac{Y}{f} \Delta z, \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.83})$$

где ΔX — горизонтальная составляющая деформации в плоскости, перпендикулярной к оптической оси камеры фототеодолита (боковой сдвиг); ΔZ — вертикальная составляющая деформации (осадка); Δx , Δz — смещения точек вдоль осей x и z на снимках; Y — отстояние фототеодолита (передней узловой точки объектива) от наблюдаемого сооружения; f — фокусное расстояние фотокамеры.

Точность определения деформаций по формулам (X.83) в основном зависит от точности измерения на фотоснимках смещений Δx и Δz :

$$\left. \begin{aligned} m_{\Delta X} &= \frac{Y}{f} m_{\Delta x}, \\ m_{\Delta Z} &= \frac{Y}{f} m_{\Delta z}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.84})$$

Таким образом, ошибки определения деформаций будут пропорционально увеличиваться с возрастанием отстояния Y и

уменьшаться при использовании камер с большим фокусным расстоянием f .

Величины f и Y всегда можно измерить с необходимой точностью. Например, чтобы ошибка определения сдвига или осадки не превышала 0,3—0,5 мм, фокусное расстояние надо знать с точностью порядка 1 мм, а отстояние Y — с точностью 20—30 см. Последнее обстоятельство имеет важное значение, так как показывает, что при определении по снимкам деформаций нет необходимости требовать строгого размещения измеряемых точек в одной вертикальной плоскости.

При точности измерения смещений на стереокомпараторе $m_{\Delta x} = m_{\Delta z} = 0,01$ мм, $Y = 15$ м и $f = 192$ мм получим ошибку определения осадки (или сдвига) фототеодолитом

$$m_{\Delta x} = \frac{15\,000}{192} 0,01 = 0,8 \text{ мм.}$$

Приведенные расчеты сделаны в предположении, что установка фототеодолита и ориентирование его оптической оси при периодических съемках оставались строго такими же, какими они были при начальной съемке (точность ориентирования должна быть выдержана в пределах $5''$, крен пластинки — в пределах $20''$). Однако выдержать такую точность в установке фототеодолита практически невозможно. Поэтому под влиянием ошибок элементов внешнего ориентирования точность определения деформаций фотограмметрическим путем значительно понизится и, как показывает опыт, будет составлять в среднем 1,5—2 мм, если $Y = 15$ м.

Для повышения точности наблюдений и для контроля работы желательно иметь на каждом снимке по 2—3 контрольные точки, положение которых на все время наблюдений за деформациями можно считать неизменным. Смещения изображений этих точек на снимке должны равняться нулю. Однако вследствие влияния ошибок ориентирования, имеющего для каждого снимка систематический характер, на контрольных точках будет наблюдаться некоторое смещение, которое используется в качестве поправки для уточнения результатов измерений. С учетом этой поправки определения деформаций уменьшаются и для отстояний около 15 м в среднем равны 1 мм.

Стереофотограмметрический метод. Если при наблюдениях необходимо исследовать смещения точек сооружения вдоль всех трех пространственных осей, например крен, то применяют стереофотограмметрический метод наземной съемки. Наблюдаемый предмет фотографируют с двух точек стояния (с некоторого базиса), в результате чего получают пару перекрывающихся снимков. На стереокомпараторе измеряют координаты намеченных точек x и z и горизонтальный параллакс p (в си-

стеме осей снимка), по которым затем вычисляют пространственные координаты точек сооружений:

$$\left. \begin{array}{l} \text{отстояние} \\ Y = \frac{B}{p} f, \\ \text{абсциссу} \\ X = \frac{B}{p} x, \\ \text{высоту} \\ Z = \frac{B}{p} z, \end{array} \right\} \quad (\text{X.85})$$

где B — базис, т. е. расстояние между узловыми точками объективов фототеодолитов; f — фокусное расстояние камеры.

Все последующие съемки сооружения производят с одного и того же базиса при строго одинаковом ориентировании фототеодолита.

Для получения величины деформации образуют разность координат точек текущего и начального циклов наблюдений:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta Y_j = Y_j - Y_0 = Bf \left(\frac{1}{p_j} - \frac{1}{p_0} \right), \\ \Delta X_j = X_j - X_0 = Bf \left(\frac{x_j}{p_j} - \frac{x_0}{p_0} \right), \\ \Delta Z_j = Z_j - Z_0 = Bf \left(\frac{z_j}{p_j} - \frac{z_0}{p_0} \right). \end{array} \right\} \quad (\text{X.86})$$

Длину базиса для этих работ выбирают равной $\frac{1}{5} - \frac{1}{10}$ величины отстояния, что обычно составляет 3—5 и редко 10 м. Базис такой длины легко измерить с точностью 1 мм. Подобная ошибка в измерении базиса вызовет ошибку в определении смещений не более 0,1 мм, и ею можно пренебречь.

В зависимости от точности измерения на снимке величин x , z и p средние квадратические ошибки смещений точек сооружения вдоль отдельных осей могут быть найдены по формулам

$$\left. \begin{array}{l} m_{\Delta Y}^2 = 2 \left(\frac{Bf}{p^2} \right)^2 m_p^2, \\ m_{\Delta X}^2 = 2 \left(\frac{B}{p} \right)^2 m_x^2 + 2 \left(\frac{Bx}{p^2} \right)^2 m_p^2, \\ m_{\Delta Z}^2 = 2 \left(\frac{B}{p} \right)^2 m_z^2 + 2 \left(\frac{Bz}{p^2} \right)^2 m_p^2. \end{array} \right\} \quad (\text{X.87})$$

Заменяя в последних формулах величину p через $\frac{Bf}{Y}$, согласно формуле отстояния (X.85) будем иметь

$$\left. \begin{aligned} m_{\Delta Y} &= \frac{Y}{f} \sqrt{2 \left(\frac{Y}{B}\right)^2 m_p^2}, \\ m_{\Delta X} &= \frac{Y}{f} \sqrt{2m_x^2 + 2 \left(\frac{Y}{B}\right)^2 \left(\frac{x}{f}\right)^2 m_p^2}, \\ m_{\Delta Z} &= \frac{Y}{f} \sqrt{2m_z^2 + 2 \left(\frac{Y}{B}\right)^2 \left(\frac{z}{f}\right)^2 m_p^2}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{X.88})$$

При $Y=15$ м; $B=3$ м; $f=192$ мм; $m_x=m_z=0,01$ мм; $m_p=0,005$ мм; $x=50$ мм; $z=30$ мм величины ошибок будут:

$$m_{\Delta Y}=2,8 \text{ мм}; \quad m_{\Delta X}=1,3 \text{ мм}; \quad m_{\Delta Z}=1,2 \text{ мм}.$$

Для получения результатов с такой точностью ошибка ориентирования оптической оси фототеодолита при съемках с концов базиса не должна быть более $5''$, что обеспечивается специальным ориентирующим устройством. Однако так как при наблюдениях за деформациями производят периодические съемки одного и того же сооружения, то с такой точностью должна быть выдержана постоянная ориентировка самого базиса съемки, т. е. при периодических установках камеры и визирной марки ошибка их центрирования при длине базиса 3—5 м не должна превышать 0,1 мм. Конечно, столь высокую точность центрирования невозможно обеспечить при установке инструментов на штативах. Вследствие наличия контрольных точек влияние ошибок ориентирования может быть в значительной мере уменьшено, однако для полного его устранения необходимо на концах базиса сооружать бетонные столбы со специальными центрами, дающими возможность устанавливать камеру и визирную марку однообразно и с высокой точностью.

При фотосъемке с более близких расстояний камерой УМК можно повысить точность наблюдений. В стереофотограмметрическом методе можно также измерять непосредственно смещения Δx и Δz на снимках начального и текущего циклов, рассматривая вначале стереопары, полученные с левой точки базиса, а затем для повышения точности и с правой точки.

Для того чтобы исследовать мгновенную деформацию подкрановых балок и подвесных дорог при прохождении крена с грузом или определить колебания отдельных сооружений под действием динамической нагрузки, съемку наблюдаемых объектов производят одновременно с двух точек базиса синхронно работающими фототеодолитами или фотокамерами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Афанасьев В. А., Усов В. С.* Оптические приборы и методы контроля прямолинейности в инженерной геодезии.— М., Недра, 1973.
2. *Большаков В. Д., Гайдаев П. А.* Теория математической обработки геодезических измерений.— М., Недра, 1977.
3. *Большаков В. Д., Маркузе Ю. И.* Городская полигонометрия.— М., Недра, 1979.
4. *Васютинский И. Ю.* Гидростатическое нивелирование.— М., Недра, 1976.
5. *Вировец А. М.* Высшая геодезия.— М., Недра, 1970.
6. *Высокоточные геодезические измерения для строительства и монтажа Большого Серпуховского ускорителя/Под ред. Н. Н. Лебедева.*— М., Недра, 1968.
7. *Ганьшин В. Н., Коськов Б. И., Хренов Л. С.* Справочное руководство по крупномасштабным съёмкам.— М., Недра, 1977.
8. *Геодезические работы в строительстве/Под ред. В. Н. Ганьшина.* М., Стройиздат, 1975.
9. *Горелов В. А.* Анализ и обработка результатов высокоточных створных измерений.— М., ЦНИИАтоминформ, 1976.
10. *Дурнев А. И.* Высшая геодезия.— М., Недра, 1967.
11. *Донских И. Е.* Створный метод измерений смещений сооружений.— М., Недра, 1974.
12. *Зацаринный А. В.* Автоматизация высокоточных инженерно-геодезических измерений.— М., Недра, 1976.
13. *Инженерные изыскания в строительстве.*— М., Стройиздат, 1975.
14. *Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР.*— М., Недра, 1966.
15. *Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов.*— М., Недра, 1974.
16. *Инструкция по топографической съёмке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500.*— М., Недра, 1973.
17. *Инструкция по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства.* СН—212—73.— М., Стройиздат, 1974.
18. *Карлсон А. А.* Руководство по натурным наблюдениям за деформациями гидротехнических сооружений и их оснований геодезическими методами.— М., Энергия, 1980.
19. *Климов О. Д.* Основы инженерных изысканий.— М., Недра, 1974.
20. *Коськов Б. И.* Справочное руководство по съёмке городов.— М., Недра, 1974.
21. *Лазерные геодезические приборы в строительстве/Грузинов В. В., Иванищев В. И., Коугия В. А. и др.*— М., Недра, 1977.
22. *Лебедев Н. Н.* Курс инженерной геодезии.— М., Недра, 1974.
23. *Левчук Г. П.* Курс инженерной геодезии.— М., Недра, 1970.
24. *Лобанов А. Н.* Аэрофототопография.— М., Недра, 1978.
25. *Лютц А. Ф.* Разбивка крупных сооружений.— М., Недра, 1969.
26. *Маслов А. В.* Геодезические работы при землеустройстве.— М., Недра, 1976.
27. *Машимов М. М.* Уравнивание геодезических сетей.— М., Недра, 1979.
28. *Методы и приборы высокоточных геодезических измерений в строительстве/Под ред. В. Д. Большакова.*— М., Недра, 1976.
29. *Михелев Д. Ш., Рунов И. В., Голубцов А. И.* Геодезические измерения при изучении деформаций крупных инженерных сооружений.— М., Недра, 1977.

30. *Неумывакин Ю. К.* Обоснование точности топографических съемок для проектирования.— М., Недра, 1976.
31. *Основные* положения по выбору масштаба и высоты сечения рельефа топографических съемок населенных пунктов.— М., Недра, 1980.
32. *Пискунов М. Е.* Методика геодезических наблюдений за деформациями сооружений.— М., Недра, 1980.
33. *Практикум* по курсу прикладной геодезии/Под ред. Н. Н. Лебедева.— М., Недра, 1977.
34. *Руководство* по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений.— М., Стройиздат, 1975.
35. *Руководство* по наблюдениям за осадками и смещениями инженерных сооружений фотограмметрическими методами.— М., Недра, 1979.
36. *Руководство* по съемке и составлению планов подземных инженерных коммуникаций и сооружений.— М., Стройиздат, 1979.
37. *Руководство* по топографическим съемкам в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. Наземные съемки.— М., Недра, 1977.
38. *Руководство* по топографическим съемкам в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. Фототеодолитная съемка.— М., Недра, 1977.
39. *Рытов А. В., Спиридонов А. И.* Геодезические приборы для крупномасштабных топографических съемок.— М., Недра, 1977.
40. *Сердюков В. М.* Фотограмметрия в промышленном и транспортном строительстве.— М., Недра, 1977.
41. *Справочник геодезиста*/Под ред. В. Д. Большакова и Г. П. Левчука.— М., Недра, 1975.
42. *Справочник* по инженерной геодезии/Под ред. Н. Г. Видуева.— Киев, Вища школа, 1979.
43. *Справочное* руководство по инженерно-геодезическим работам/Под ред. В. Д. Большакова и Г. П. Левчука.— М., Недра, 1980.
44. *Сундаков Я. А.* Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий.— М., Недра, 1980.
45. *Строительные* нормы и правила (СНиП): III—2—75. Геодезические работы в строительстве.— М., Стройиздат, 1976.
46. *Тер-Степанян Г. И.* Геодезические методы изучения динамики оползней.— М., Недра, 1979.
47. *Центры* геодезических пунктов для территорий городов, поселков и промышленных площадок.— М., Недра, 1972.
48. *Ямбаев Х. К.* Высокоточные створные измерения.— М., Недра, 1978.
49. *Милов Г. К.* Свременни геодезически методи за изследване на деформации. София, Техника, 1978.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Таблица величин $R = \delta_A^2 + \delta_A \delta_B + \delta_B^2$ (в единицах 6-го знака логарифма)

| B | A | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 20° | 22° | 24° | 26° | 28° | 30° | 35° | 40° | 45° | 50° | 55° | 60° | 65° | 70° | 75° | 80° | 85° | 90° |
| 20° | 100 | 91 | 74 | 61 | 51 | 43 | 33 | 23 | 16 | 11 | 8 | 5 | 4 | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 22 | 81 | 74 | 67 | 61 | 51 | 47 | 33 | 23 | 16 | 11 | 9 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 24 | 83 | 74 | 68 | 61 | 51 | 47 | 33 | 23 | 16 | 11 | 9 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 26 | 77 | 72 | 63 | 59 | 48 | 41 | 37 | 25 | 18 | 14 | 11 | 7 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 | 0 |
| 28 | 72 | 63 | 57 | 53 | 43 | 37 | 25 | 18 | 14 | 11 | 9 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 30 | 68 | 59 | 53 | 48 | 41 | 37 | 25 | 18 | 14 | 11 | 9 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 35 | 60 | 52 | 46 | 41 | 37 | 32 | 25 | 20 | 16 | 12 | 10 | 7 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 | 0 |
| 40 | 54 | 47 | 41 | 36 | 32 | 28 | 25 | 20 | 16 | 12 | 10 | 7 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 | 0 |
| 45 | 50 | 43 | 37 | 32 | 28 | 25 | 20 | 16 | 12 | 10 | 7 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 0 |
| 50 | 47 | 39 | 34 | 29 | 26 | 24 | 21 | 16 | 12 | 10 | 7 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 0 |
| 55 | 44 | 37 | 32 | 27 | 24 | 22 | 19 | 14 | 11 | 9 | 7 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 0 |
| 60 | 42 | 35 | 30 | 25 | 22 | 21 | 18 | 13 | 10 | 7 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 65 | 40 | 33 | 28 | 24 | 21 | 19 | 17 | 12 | 9 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 70 | 38 | 32 | 27 | 23 | 19 | 17 | 12 | 11 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 75 | 37 | 30 | 25 | 21 | 18 | 16 | 11 | 10 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 80 | 36 | 29 | 24 | 20 | 17 | 15 | 10 | 10 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 85 | 34 | 28 | 23 | 19 | 16 | 14 | 10 | 9 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 90 | 33 | 27 | 22 | 18 | 15 | 13 | 9 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 95 | 32 | 26 | 22 | 18 | 15 | 12 | 9 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 100 | 31 | 25 | 21 | 17 | 14 | 12 | 8 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 105 | 30 | 25 | 20 | 16 | 13 | 11 | 7 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 110 | 30 | 24 | 19 | 16 | 13 | 11 | 7 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 115 | 29 | 23 | 19 | 15 | 13 | 11 | 7 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 120 | 28 | 22 | 18 | 15 | 12 | 10 | 7 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 125 | 27 | 22 | 18 | 14 | 12 | 10 | 7 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 130 | 26 | 21 | 17 | 14 | 12 | 10 | 7 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 135 | 26 | 20 | 17 | 14 | 12 | 10 | 7 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 140 | 25 | 20 | 17 | 14 | 12 | 10 | 7 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 145 | 25 | 21 | 18 | 15 | 13 | 11 | 8 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 150 | 26 | 21 | 18 | 15 | 13 | 11 | 8 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 152 | 26 | 22 | 19 | 16 | 13 | 11 | 8 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 154 | 27 | 23 | 19 | 17 | 14 | 12 | 9 | 9 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 156 | 28 | 25 | 21 | 18 | 15 | 13 | 10 | 10 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 158 | 30 | 28 | 23 | 20 | 17 | 15 | 11 | 11 | 9 | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 0 |
| 160° | 33 | 27 | 22 | 19 | 16 | 14 | 10 | 10 | 8 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0 |

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

а) Таблица значений $\cos^2 \varphi$, $\sin^2 \varphi$ и $\sin \varphi \cos \varphi$

| φ | $\cos^2 \varphi$ | $\sin^2 \varphi$ | $\sin \varphi \cos \varphi$ | | φ | $\cos^2 \varphi$ | $\sin^2 \varphi$ | $\sin \varphi \cos \varphi$ | |
|-----------|------------------|------------------|-----------------------------|-----|-----------|------------------|------------------|-----------------------------|----|
| 1° | 1,000 | 0,000 | 0,017 | 89° | 23 | 0,847 | 0,153 | 0,360 | 67 |
| 2 | 0,999 | 0,001 | 0,035 | 88 | 24 | 0,835 | 0,165 | 0,372 | 66 |
| 3 | 0,997 | 0,003 | 0,052 | 87 | 25 | 0,821 | 0,179 | 0,383 | 65 |
| 4 | 0,995 | 0,005 | 0,070 | 86 | 26 | 0,808 | 0,192 | 0,394 | 64 |
| 5 | 0,992 | 0,008 | 0,087 | 85 | 27 | 0,794 | 0,206 | 0,405 | 63 |
| 6 | 0,989 | 0,011 | 0,104 | 84 | 28 | 0,780 | 0,220 | 0,415 | 62 |
| 7 | 0,985 | 0,015 | 0,121 | 83 | 29 | 0,765 | 0,235 | 0,424 | 61 |
| 8 | 0,981 | 0,019 | 0,138 | 82 | 30 | 0,750 | 0,250 | 0,433 | 60 |
| 9 | 0,976 | 0,024 | 0,154 | 81 | 31 | 0,735 | 0,265 | 0,441 | 59 |
| 10 | 0,970 | 0,030 | 0,171 | 80 | 32 | 0,719 | 0,281 | 0,449 | 58 |
| 11 | 0,964 | 0,036 | 0,187 | 79 | 33 | 0,703 | 0,297 | 0,457 | 57 |
| 12 | 0,957 | 0,043 | 0,203 | 78 | 34 | 0,687 | 0,313 | 0,464 | 56 |
| 13 | 0,949 | 0,051 | 0,219 | 77 | 35 | 0,671 | 0,329 | 0,470 | 55 |
| 14 | 0,942 | 0,058 | 0,235 | 76 | 36 | 0,654 | 0,346 | 0,476 | 54 |
| 15 | 0,933 | 0,067 | 0,250 | 75 | 37 | 0,638 | 0,362 | 0,481 | 53 |
| 16 | 0,924 | 0,076 | 0,265 | 74 | 38 | 0,621 | 0,379 | 0,485 | 52 |
| 17 | 0,914 | 0,086 | 0,280 | 73 | 39 | 0,604 | 0,396 | 0,489 | 51 |
| 18 | 0,905 | 0,095 | 0,294 | 72 | 40 | 0,587 | 0,413 | 0,492 | 50 |
| 19 | 0,894 | 0,106 | 0,308 | 71 | 41 | 0,570 | 0,430 | 0,495 | 49 |
| 20 | 0,883 | 0,117 | 0,321 | 70 | 42 | 0,552 | 0,448 | 0,497 | 48 |
| 21 | 0,872 | 0,128 | 0,335 | 69 | 43 | 0,535 | 0,465 | 0,499 | 47 |
| 22 | 0,860 | 0,140 | 0,347 | 68 | 44 | 0,517 | 0,483 | 0,500 | 46 |
| 23 | 0,847 | 0,153 | 0,360 | 67 | 45 | 0,500 | 0,500 | 0,500 | 45 |

| | $\sin^2 \varphi$ | $\cos^2 \varphi$ | $\sin \varphi \cos \varphi$ | φ | | $\sin^2 \varphi$ | $\cos^2 \varphi$ | $\sin \varphi \cos \varphi$ | φ |
|--|------------------|------------------|-----------------------------|-----------|--|------------------|------------------|-----------------------------|-----------|
|--|------------------|------------------|-----------------------------|-----------|--|------------------|------------------|-----------------------------|-----------|

б) Таблица значений $a_0 = \frac{\mu^2 10^7}{4}$ (в см^2 на 1 км)

| μ | a_0 | μ | a_0 | μ | a_0 |
|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| 0,0001 | 0,025 | 0,0007 | 1,22 | 0,0013 | 4,22 |
| 2 | 0,100 | 8 | 1,60 | 14 | 4,90 |
| 3 | 0,225 | 9 | 2,02 | 15 | 5,62 |
| 4 | 0,400 | 10 | 2,50 | 16 | 6,40 |
| 5 | 0,625 | 11 | 3,02 | 18 | 8,10 |
| 6 | 0,900 | 12 | 3,60 | 20 | 10,00 |

$$в) \text{ Таблица значений } b_0 = \frac{(n+2)(n^2+2n+4)}{192n(n+1)} m_{\beta_0}^2$$

$$\text{и } c_0 = \frac{(n+1)(n+2)}{48n} m_{\beta_0}^2.$$

Для каждого значения m_{β} в верхней строке приведены величины b_0 ,
а в нижней — c_0

| m_{β} | Число сторон | | | | | | | | |
|-------------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 |
| 1" | 0,010 | 0,010 | 0,012 | 0,014 | 0,017 | 0,019 | 0,021 | 0,024 | 0,026 |
| | 0,029 | 0,037 | 0,046 | 0,055 | 0,065 | 0,074 | 0,084 | 0,094 | 0,103 |
| 2 | 0,039 | 0,041 | 0,049 | 0,057 | 0,066 | 0,076 | 0,085 | 0,095 | 0,104 |
| | 0,118 | 0,147 | 0,182 | 0,220 | 0,258 | 0,297 | 0,334 | 0,375 | 0,413 |
| 3 | 0,088 | 0,093 | 0,109 | 0,129 | 0,149 | 0,170 | 0,191 | 0,213 | 0,234 |
| | 0,264 | 0,330 | 0,410 | 0,495 | 0,582 | 0,668 | 0,755 | 0,844 | 0,928 |
| 4 | 0,157 | 0,165 | 0,194 | 0,229 | 0,265 | 0,302 | 0,340 | 0,378 | 0,417 |
| | 0,470 | 0,587 | 0,730 | 0,880 | 1,034 | 1,188 | 1,343 | 1,501 | 1,651 |
| 5 | 0,245 | 0,257 | 0,303 | 0,357 | 0,414 | 0,472 | 0,532 | 0,591 | 0,652 |
| | 0,734 | 0,917 | 1,140 | 1,375 | 1,616 | 1,857 | 2,098 | 2,345 | 2,580 |
| 6 | 0,35 | 0,37 | 0,44 | 0,51 | 0,60 | 0,68 | 0,77 | 0,85 | 0,94 |
| | 1,06 | 1,32 | 1,64 | 1,98 | 2,33 | 2,67 | 3,02 | 3,38 | 3,71 |
| 7 | 0,48 | 0,50 | 0,59 | 0,70 | 0,81 | 0,93 | 1,04 | 1,16 | 1,28 |
| | 1,44 | 1,80 | 2,23 | 2,69 | 3,17 | 3,64 | 4,11 | 4,60 | 5,06 |
| 8 | 0,63 | 0,66 | 0,78 | 0,92 | 1,06 | 1,21 | 1,36 | 1,51 | 1,67 |
| | 1,88 | 2,35 | 2,92 | 3,52 | 4,14 | 4,75 | 5,37 | 6,00 | 6,60 |
| 9 | 0,79 | 0,83 | 0,98 | 1,16 | 1,34 | 1,53 | 1,72 | 1,92 | 2,11 |
| | 2,38 | 2,97 | 3,69 | 4,46 | 5,24 | 6,02 | 6,80 | 7,60 | 8,36 |
| 10 | 0,98 | 1,03 | 1,21 | 1,43 | 1,65 | 1,89 | 2,13 | 2,36 | 2,61 |
| | 2,94 | 3,67 | 4,56 | 5,50 | 6,46 | 7,43 | 8,39 | 9,38 | 10,31 |

- Абрис** 109
Автоматизированная система проектирования трасс 156
Автоколлимационный способ 289
Авторефлексия 283
Алиниометр 277
Аналитический расчет проекта 235
Аппроксимирование поверхности местности 134
Аэрометоды 148
Аэропрофилограф 151
Аэрорадионивелирование 149
Аэрофотосъемка 100
- Беспикетный способ трассирования** 162
Боковое нивелирование 318
Вертикальные кривые 181
Выверка анкерных устройств 250
Выверка конструкций
 — плановая 269
 — по вертикали 314
- Геодезическая строительная сетка** 55
 — осевой способ 56
 — способ редуцирования 56
Геометрическое нивелирование коротким лучом 72
Гидродинамическое нивелирование 378
Гидростатическое нивелирование 305, 373
Главные точки кривых 163
Глубинные марки 337
- Детальная разбивка кривых** 177
Деформация сооружений 333
Дифракционный способ 294
- Закрепление геодезических пунктов** 61, 71, 383
 — трассы 168
 — осей 245, 264
Зенит-приборы 321
- Измерение смещений** 380
Индуктивный способ поиска коммуникаций 118
Инженерно-геодезические сети
 — плановые 12
 — высотные 64
Изыскания трасс 143
- Изыскательские планы** 75
Интерферометр 298
Исполнительные съемки 324
Исполнительный генеральный план 328
- Категории трасс** 138
Клотоида 171
Коллиматорный способ 284
Комбинированная съемка 103
Компенсационная система координат 25
Короткобазисная полигонометрия 43
Кренометры 418
Кривые круговые 163
 — переходные 169
Крупномасштабные съемки
 — изображение рельефа 82
 — масштабы 80
 — обоснование 93
 — поиск подземных коммуникаций 115
 — топографические методы 107
 — точность, детальность и полнота 77
- Лазерные приборы** 259
Линейная засечка 230
Линейно-угловые построения 47
- Мензуральная съемка** 112
Метод бездиагональных четырехугольников 48
Метод изолированных базисов 146
Микронивелирование 301
Микротрилатерация 52
Микротелескоп 282
- Наземная стереофотограмметрическая съемка** 104
Наблюдения за деформациями сооружения 333
 — кренами 412
 — оползнями 420
 — подъемом дна котлована 336
 — трещинами 419
Наклон вертикальной оси прибора 315
Нивелирование трассы 183
- Обноска** 239
Оптическая вертикаль 321

- Оптический ординатометр 275
- Оптического визирования способ выверки 276
- Осадочная воронка 336, 338
- Осадка оснований 339
- Основные элементы кривой 163
- Оценка проектов
 - высотных сетей 67
 - полигонометрии 34
 - триангуляции 26
- Ошибка визирования 225
- Ошибки исходных данных 205, 211, 228
- Ошибки центрирования и редукции 208, 222
 - фиксирования 205
 - фокусирования 226
- Переходные кривые 169
- Пикетажный журнал 167
- План трассы 137, 188
- Поверхность относимости 23
- Поправки за наклон оси вращения трубы и уклонения отвесных линий 33
- Поправки линейных измерений 200
- Привязка проекта 236
- Привязка трассы 184
- Прибор «оптическая струна» 281
 - оптического вертикального проектирования 321
- Прогнозирование осадок 357
- Проект производства геодезических работ 233, 234
- Проектирование трассы 188
- Профиль продольной 137, 188
 - поперечный 138, 167
- Разбивка главных осей 238
 - коммуникаций 254
 - котлованов 246
 - кривых 163
 - сооружений 192
 - фундаментов 253
- Рефракция боковая 227
- Репер фундаментальный 344
 - биметаллический 348
 - двухструнный 349
- Редукционные поправки 23
- Ртутный нивелир 308
- Системы высот 66
- Способ последовательных приближений 40
 - створов 278
- Способы разбивки осей сооружений
 - замкнутого треугольника 221
 - линейной засечки 230
 - полярных координат 206
 - проектного полигона 212
 - прямой угловой засечки 214
 - прямоугольных координат 213
 - створной засечки 222
 - створно-линейной 232
- Створно-короткобазисная полигонометрия 44
- Створные измерения
 - обобщенная теория 404
 - схема перекрывающихся створов 398
 - схема полного створа 389
 - схема последовательных створов 394
 - схема частей створа 391
- Стереофотограмметрический метод наблюдений за деформациями 426
- Струнно-оптический способ выверки 270
- Струнный способ выверки 269
- Тахеометрическая съемка 111
- Теория размерных цепей 196
- Трасса 137
- Трассирование
 - камеральное 152
 - полевое 159
 - по стереомодели 154
- Тригонометрическое нивелирование коротким лучом 73
- Фотограмметрический метод наблюдений за деформациями 424
- Цифровая модель местности 131
- Эквивалентные формулы 29
- Электронный центрир 314
- Элементы разбивочных работ 198

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|---|---|
| Предисловие | 3 |
| Введение | 4 |
| § 1. Предмет и задачи курса прикладной геодезии | 4 |
| § 2. Особенности инженерно-геодезических работ | 6 |
| § 3. Связь курса прикладной геодезии с другими предметами специальности | 7 |
| § 4. Очерк развития прикладной геодезии и ее роль в современном строительстве | 8 |

Раздел первый

ОПОРНЫЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

| | |
|--|-----------|
| Глава I. Планыые инженерно-геодезические сети | 12 |
| § 5. Назначение и виды сетей, требования к их точности | 12 |
| § 6. Методы расчета точности сетей и количества ступеней их развития | 19 |
| § 7. Выбор системы координат и поверхности относимости при инженерно-геодезических работах | 23 |
| § 8. Оценка точности проектов триангуляции | 26 |
| § 9. Особенности измерения углов и длин линий в инженерно-геодезических сетях | 31 |
| § 10. Проектирование полигонометрических ходов и сетей | 34 |
| § 11. Особенности угловых и линейных измерений в инженерной полигонометрии | 41 |
| § 12. Применение линейно-угловых построений | 47 |
| § 13. Точная микротрилатерация | 52 |
| § 14. Геодезическая строительная сетка | 55 |
| § 15. Особенности закрепления геодезических пунктов на территориях городов и строительных объектов | 61 |
| Глава II. Высотные инженерно-геодезические сети | 64 |
| § 16. Назначение и требования к точности высотной основы | 64 |
| § 17. Система высот | 66 |
| § 18. Вычисление точности проектов высотных сетей | 67 |
| § 19. Особенности нивелирования при создании высотных инженерно-геодезических сетей | 72 |

Раздел второй

ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

| | |
|---|-----------|
| Глава III. Крупномасштабные инженерно-топографические съемки | 75 |
| § 20. Общая характеристика крупномасштабных планов | 75 |
| § 21. Точность измерений на плане | 86 |
| § 22. Обоснование крупномасштабных съемок | 93 |
| § 23. Фототопографические методы съемки | 100 |
| § 24. Топографические методы съемки | 107 |
| А. Съемка застроенной территории | 107 |
| Б. Съемка незастроенной территории | 111 |
| § 25. Методы съемки подземных коммуникаций | 115 |
| § 26. Индуктивный метод поиска подземных коммуникаций | 118 |

| | | |
|------------------|---|------------|
| § 27. | Технология работ при съемке подземных коммуникаций | 127 |
| § 28. | Сведения о цифровой модели местности | 131 |
| Глава IV. | Трассирование линейных сооружений | 137 |
| § 29. | Общие сведения о трассе и трассировании | 137 |
| § 30. | Общая технология изысканий магистральных трасс | 143 |
| § 31. | Аэрорадионивелирование | 149 |
| § 32. | Камеральное трассирование | 152 |
| § 33. | Автоматизированная система трассирования и проектирования | 156 |
| § 34. | Полевое трассирование | 159 |
| § 35. | Переходные кривые | 169 |
| § 36. | Детальная разбивка кривых | 177 |
| § 37. | Нивелирование и съемочные работы. Привязка трассы | 183 |
| § 38. | Обработка материалов трассирования | 187 |

Раздел третий

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

| | | |
|------------------|---|------------|
| Глава V. | Теоретические основы разбивки сооружений | 192 |
| § 39. | Принципы разбивочных работ | 192 |
| § 40. | Нормы точности разбивочных работ | 194 |
| § 41. | Элементы разбивочных работ | 198 |
| § 42. | Способы разбивки основных осей | 204 |
| § 43. | Способы детальной разбивки | 222 |
| Глава VI. | Технология разбивочных работ | 233 |
| § 44. | Геодезическая подготовка проекта | 233 |
| § 45. | Основные разбивочные работы | 238 |
| § 46. | Детальная разбивка котлованов и фундаментов | 246 |
| § 47. | Разбивка коммуникаций | 254 |

Раздел четвертый

ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ МОНТАЖНЫХ РАБОТ

| | | |
|--------------------|---|------------|
| Глава VII. | Геодезическая выверка строительных конструкций и технологического оборудования | 262 |
| § 48. | Геодезическая подготовка к монтажным работам | 262 |
| § 49. | Способы плановой установки и выверки конструкций | 269 |
| § 50. | Высокоточные способы выверки прямолинейности | 284 |
| § 51. | Высотная установка конструкций | 300 |
| § 52. | Способы установки и выверки конструкций по вертикали | 314 |
| Глава VIII. | Исполнительные съемки. Составление исполнительных генеральных планов | 324 |
| § 53. | Исполнительные съемки | 324 |
| § 54. | Составление исполнительных генеральных планов | 328 |

Раздел пятый

НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ СООРУЖЕНИЙ

| | | |
|------------------|---|------------|
| Глава IX. | Определение осадок сооружений геодезическими методами | 333 |
| § 55. | Общие сведения о деформациях сооружений | 333 |
| § 56. | Определение упругой отдачи дна котлована и размеров осадочной воронки | 336 |

| | |
|--|------------|
| § 57. Размещение знаков для наблюдений за осадками | 339 |
| § 58. Определение осадок сооружений | 352 |
| § 59. Точность геодезических наблюдений за осадками. Прогнозирование осадок | 357 |
| § 60. Анализ устойчивости реперов высотной основы | 366 |
| § 61. Определение осадок гидростатическим и тригонометрическим нивелированием | 373 |
| Глава X. Измерение горизонтальных смещений сооружений | 380 |
| § 62. Размещение знаков для измерений смещений | 380 |
| § 63. Определение горизонтальных смещений методом створных измерений | 386 |
| § 64. Схемы и программы створных измерений | 389 |
| § 65. Обобщенная теория створных измерений | 404 |
| § 66. Определение смещений сооружений методом линейно-угловых построений | 407 |
| § 67. Наблюдения за кренами и трещинами зданий и сооружений | 412 |
| § 68. Наблюдения за оползнями | 420 |
| § 69. Наблюдения за деформациями сооружений фотограмметрическими методами | 424 |
| Список литературы | 429 |
| Предметный указатель | 434 |
| Приложение 1. Таблица величин $R = \delta_A^2 + \delta_A \delta_B + \delta_B^2$ | 431 |
| Приложение 2. а) Таблица значений $\cos^2\varphi$, $\sin^2\varphi$ и $\sin\varphi \cos\varphi$ | 432 |
| б) Таблица значений $a_0 = \frac{\mu^2 10^7}{4}$ | 432 |
| в) Таблица значений $b_0 = \frac{(n+2)(n^2+2n+4)}{192n(n+1)} m_{\beta_0}^2$ | |
| и $c_0 = \frac{(n+1)(n+2)}{48n} m_{\beta_0}^2$ | 433 |

*Григорий Павлович Левчук
Виктор Евгеньевич Новак
Виктор Геннадиевич Конусов*

**ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ
ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ И ПРИНЦИПЫ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ**

Редактор издательства *Л. М. Комарькова*
Переплет художника *Ю. Г. Асафова*
Художественный редактор *В. В. Шутько*
Технический редактор *Л. Г. Лаурентьева*
Корректоры *Т. М. Столярова* и *Р. Т. Баканова*

ИБ № 2724

Сдано в набор 16.03.81. Подписано в печать 26.06.81.
Т-21933. Формат 60×90^{1/16}. Бумага типографская № 1. Гар-
нитурa «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 27,5.
Усл. кр.-отт. 27,5. Уч.-изд. л. 26,65. Тираж 23600 экз. Заказ
№ 862/7184—15. Цена 1 р. 10 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский
проезд, 1/19

Ленинградская типография № 4 ордена Трудового Красного
Знамени Ленинградского объединения «Техническая книга»
им. Евгения Соколовой Союзполиграфпрома при Государ-
ственном комитете СССР по делам издательств, полигра-
фии и книжной торговли. 191126, Ленинград, Социалисти-
ческая ул., 14.

УВАЖАЕМЫЙ ТОВАРИЩ!

**В издательстве «Недра»
готовятся к печати новые книги**

ВАСМУТ А. С.

**Моделирование в картографии с применением ЭВМ. 15 л.
1 р. 20 к.**

Рассмотрены вопросы теории и практики создания мелкомасштабных общегеографических, топографических и батиметрических карт с применением ЭВМ и автоматических устройств. Особое внимание уделено моделированию в картографии. Общегеографическая карта рассмотрена как знаковая, пространственно-подобная модель местности. Даны основы математического моделирования процесса создания оригиналов топографических и батиметрических карт.

Для инженерно-технических работников, занимающихся вопросами картографического отображения геоинформации с применением ЭВМ и автоматических устройств.

**ВАСЮТИНСКИЙ И. Ю., РЯЗАНЦЕВ Г. Е.,
ЯМБАЕВ Х. К.**

**Геодезические приборы при строительномонтажных работах.
20 л. 1 р. 30 к.**

Рассмотрены особенности выполнения геодезических работ на современных инженерных сооружениях. Освещаются вопросы применения основных стандартных и нестандартных геодезических приборов и приспособлений для установки в проектное положение строительных конструкций и технологического оборудования зданий и сооружений. Представлены принципиальные схемы таких приборов для выполнения линейных угловых, высотных, створных центрировочных и т. п. измерений при производстве строительномонтажных работ. Приведены их основные технические характеристики и методы эталонирования.

Для специалистов, занятых на геодезических измерениях для обеспечения строительномонтажных работ.

Интересующие Вас книги Вы можете приобрести в местных книжных магазинах, распространяющих научно-техническую литературу, или заказать через отдел «Книга-почтой» магазинов:

№ 17 — 199178, Ленинград, В. О., Средний проспект, 61;

№ 59 — 127412, Москва, Коровинское шоссе, 20.

Издательство «Недра»

PREMIERAS LEYONES