

И.И. ЛЕБЕДЕВ

КУРС  
ИНЖЕНЕРНОЙ  
ГЕОДЕЗИИ

Н. Н. ЛЕБЕДЕВ

# КУРС ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ  
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ  
ГОРОДОВ И ТОННЕЛЕЙ

Издание второе

*Допущено Министерством высшего  
и среднего специального образования СССР  
в качестве учебника для студентов вузов,  
обучающихся по специальности „Инженерная геодезия“*



ИЗДАТЕЛЬСТВО «НЕДРА»  
Москва 1974

Лебедев Н. Н. Курс инженерной геодезии. «Геодезические работы при проектировании и строительстве городов и тоннелей». 2-е изд. М., «Недра», 1974, с. 360.

В книге изложены вопросы теории и практики выполнения геодезических работ при проектировании и строительстве городов и тоннелей. В широком плане освещены вопросы построения планового и высотного обоснования на стадии проектирования триангуляции, городской полигонометрии и нивелирных сетей, оценки проектов построений, выполнения полевых измерений и уравнивания. В книге отражены вопросы городской геодезической службы.

Изложены вопросы выбора поверхности относимости и системы координат для уравнивания триангуляций или трилатераций, построенных на городских территориях.

Рассмотрены различные методы измерения углов и линий в городских полигонометрических сетях, приведены необходимые сведения по применению светодальномеров.

По-новому освещен вопрос, связанный с расчетами требуемой точности измерений при построении съёмочного обоснования на городских территориях.

Показаны особенности выполнения крупномасштабных съёмок на городских территориях; приведены сведения о составлении проектов планировки и застройки городов и поселков и изложены методы перенесения составленных проектов в натуру.

Освещены основные принципы составления проектов вертикальной планировки и приведены сведения о перенесении их в натуру.

В области тоннелестроения приведены общие сведения о характере и значении геодезических работ, выполняемых при проектировании и строительстве тоннелей.

Подробно изложены вопросы, связанные с расчетом требуемой точности выполнения основных и разбивочных геодезических работ на различных стадиях строительства тоннелей, построения тоннельных триангуляций и основной полигонометрии на поверхности земли.

Большое внимание уделено различным методам ориентирования подземного геодезического обоснования, применению гиротеодолитов. Разобраны вопросы построения планового и высотного подземного геодезического обоснования. Приведены краткие сведения о геодезических разбивочных работах в подземных выработках.

Таблиц 44, иллюстраций 128, список литературы — 59 названий.

## Предисловие к первому изданию

Партия и правительство неустанно заботятся об улучшении жилищных условий трудящихся, о развитии городов.

В Программе Коммунистической партии Советского Союза, принятой XXII съездом КПСС, записано: «КПСС ставит задачу разрешить самую острую проблему подъема благосостояния советского народа — жилищную проблему».

По масштабам и темпам жилищного строительства наша страна стоит на одном из первых мест в мире. Ежегодно новоселье справляют 10—11 млн. советских людей.

До Великой Октябрьской социалистической революции городское население России составляло 18% от общей численности населения. К 50-летию Советского государства удельный вес городского населения возрос на 60%. За годы Советской власти число городов выросло примерно в 2,5 раза.

Только за период с 1926 по 1966 г. в СССР возникло 844 города. Много новых городов возникло в ведущих промышленных районах страны — в Донбассе, Кузбассе, Приднепровье, на Урале, в центральных промышленных областях. Неузнаваемо преобразился облик вновь осваиваемых промышленных районов Сибири и Дальнего Востока. Значительно возросло число городов и поселков в союзных республиках.

В текущем пятилетии предусмотрено построить в городах, рабочих поселках и совхозах более 480 млн. м<sup>2</sup> жилой площади и до 2,5 млн. домов на селе.

Сейчас в СССР насчитывается около 1880 городов и 3500 поселков городского типа.

Рассмотрены и одобрены генеральные планы и технико-экономические основы строительства более 40 крупных городов. В ближайшее время намечено разработать и утвердить еще не менее 150 таких планов.

Утверждены технико-экономические основы генерального плана Москвы до 1980 г. и генеральный план Ленинграда.

Принятый в 1935 г. генеральный план реконструкции Москвы, положивший начало социалистическому преобразованию столицы, выполнен полностью.

Особое место в нашей стране занимают города-курорты, где созданы сооружения, отвечающие современным требованиям обеспечения отдыха и лечения трудящихся. В стране насчитывается около 500 курортов. Предусмотрено дальнейшее расширение и реконструкция курортов на побережье Черного моря (Сочи, Хоста, Адлер, Гагра, Пицунда, Гудаута, Новый Афон, Сухуми и др.).

В городах Советского Союза значительно увеличится число школ, детских, лечебных и культурно-просветительных учреждений, предприятий торговли, общественного питания.

Рост городов произойдет не только за счет освоения новых территорий, но и за счет реконструкции существующих районов с ветхой малозэтажной застройкой. Интенсивная многоэтажная застройка потребует сооружения сетей подземных коммуникаций, развития сетей коммунальных предприятий и строительства разнообразных видов городского транспорта.

В связи с широким использованием индустриальных методов строительства и дальнейшим развитием крупнопанельного домостроения повысятся требования к точности геодезических разбивочных работ.

В свете поставленных задач в области градостроительства роль геодезических работ при проектировании и строительстве приобретает все возрастающее значение.

Настоящая книга предназначена в качестве учебника для специальности «Инженерная геодезия» по программе институтов инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии, утвержденной Учебно-методическим управлением по высшим учебным заведениям.

В основу составления учебника положены ранее изданные учебные пособия Н. Н. Лебедева — «Инженерная геодезия». ч. V и VI. При составлении учебника материал упомянутых пособий был переработан и доподнен. В учебник включены вопросы городской геодезической службы, по-новому изложены расчеты требуемой точности измерений при построении съемочного обоснования на городских территориях, добавлен параграф по светодальномерным измерениям линий городской полигонометрической сети, расширен материал, относящийся к применению аэрофотосъемки городских территорий.

В разделе II «Геодезические работы при строительстве тоннелей» шире изложены вопросы ориентирования подземного геодезического обоснования, заново отражены вопросы применения гиротеодолитов для ориентирования подземных выработок.

Рукопись книги обсуждалась на заседании кафедры прикладной геодезии.

Автор благодарен членам кафедры доцентам Г. П. Левчуку, О. Д. Климову, М. Е. Пискунову, ассистенту Д. А. Михелеву и др. за ценные замечания, способствующие улучшению содержания книги.

Рукопись § 15 (п. 1) «Измерение линий светодальномерами» любезно предоставлена инженерами-производственниками Е. В. Грозовым и А. И. Демушкиным и включена в учебник с незначительными изменениями, за что автор приносит им искреннюю благодарность. Автор выражает также глубокую признательность главному специалисту отдела инженерной геодезии Мосгоргеотреста В. И. Анисимову за ценные консультации.

## Предисловие ко второму изданию

Директивами XXIV съезда КПСС по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 годы предусмотрено дальнейшее развитие темпов народного хозяйства во всех отраслях.

В текущей пятилетке выполняются огромные работы по ускоренному освоению богатых природных ресурсов Европейского севера, Сибири, Дальнего Востока, Казахстана и Средней Азии.

В восточных районах сосредоточивается строительство новых энергетических предприятий, усиленно развиваются цветная, металлургическая и химическая промышленность. Высокими темпами в этих районах осуществляется жилищно-коммунальное и культурно-бытовое строительство.

Развернута в больших масштабах добыча нефти на новых крупнейших месторождениях Тюмени и Мангышлака, осваиваются новые уникальные месторождения газа в Оренбургской области, Коми АССР, Тюменской области, а также в Узбекской и Туркменской союзных республиках.

Сооружаются новые механизированные порты на Оби, Лене, в Северо-западном и других бассейнах.

Перечислить даже наиболее крупные стройки девятой пятилетки не представляется возможным, так как в каждой республике строятся электростанции, металлообрабатывающие и химические заводы, предприятия легкой и пищевой промышленности. Камский автомобильный завод является одной из крупнейших строек пятилетки.

Общий объем капитальных вложений на 1971—1975 годы составляет около 500 миллиардов рублей, т. е. примерно на 40% больше, чем в предыдущей пятилетке.

Развитие капитального строительства, добычи полезных ископаемых и освоение сырьевых ресурсов, предусмотренное директивами XXIV съезда КПСС, связано со строительством новых населенных пунктов, а также с реконструкцией городов и поселков.

Всего за девятую пятилетку будут построены жилые дома общей площадью 565—575 миллионов квадратных метров.

Большое внимание уделяется улучшению коммунального обслуживания и благоустройству населенных пунктов. Продолжается развитие линий метрополитена в Москве, Ленинграде, Киеве, Баку,

Тбилиси. Началось строительство метрополитена в Харькове и Ташкенте. Проектируется метрополитен в Минске.

Расширение сети железных и автомобильных дорог, а также гидротехническое и промышленно-заводское строительство связано с сооружением тоннелей различного назначения.

Значение инженерно-геодезических работ в народнохозяйственном строительстве будет возрастать, а потребность в специалистах этой области будет увеличиваться.

Вопросы теории и практики выполнения инженерно-геодезических работ по программе, утвержденной МВ и ССО СССР, изложены в учебнике «Курс инженерной геодезии», состоящем из трех книг:

Книга I. «Курс инженерной геодезии», Левчук Г. П., М., «Недра», 1970 г. В учебнике изложены вопросы изысканий и разбивок железных и автомобильных дорог, мостовых переходов, аэропортов, трубопроводов, линий электропередач, промышленных сооружений. Уделено значительное внимание работам, связанным с монтажом фабрично-заводского оборудования и наблюдениями геодезическими методами за деформациями и осадками инженерных сооружений и технологического оборудования.

Книга II. «Курс инженерной геодезии», Глотов Г. Ф., М., «Недра» 1972 г. В учебном пособии изложены вопросы инженерно-геодезических работ при гидротехническом строительстве.

Книга III. «Курс инженерной геодезии», Лебедев Н. Н., М., «Недра», 1970 г. В учебнике рассматриваются вопросы теории и практики инженерно-геодезических работ, выполняемых при проектировании и строительстве городов и тоннелей.

При подготовке этой третьей книги курса инженерной геодезии во второе издание внесены незначительные изменения. В частности, по-новому дан способ оценки проектов заполняющих сетей триангуляции. Отражены требования основных положений по созданию топографических планов масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 (ГУГК при СМ СССР, Москва, 1970) и инструкции СН-212-73. Устранены неточности, замеченные в первом издании книги.

Автор выражает большую благодарность инженеру Е. В. Громову и канд. техн. наук А. И. Голубцову за тщательный просмотр первого издания и сделанные в связи с этим ценные замечания.

РАЗДЕЛ I

**ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ  
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ  
ГОРОДОВ**

---

Г л а в а I

**ВВОДНАЯ ЧАСТЬ**

**§ 1. Назначение геодезических работ на городских территориях**

Размещение городов и населенных пунктов регулируется проектами районной планировки, в процессе разработки которых рассматриваются и решаются основные народнохозяйственные проблемы развития района.

Районная планировка подразделяется на следующие виды: планировку промышленных районов, сельскохозяйственных районов, курортных районов и зон отдыха и планировку пригородных зон больших городов.

Строительство и реконструкция городов осуществляются по проектам застройки, которые разрабатывают на основе генеральных планов и проектов детальной планировки.

Разработка генеральных проектов, проектов детальной планировки, а также проектов застройки выполняется согласно Инструкции по составлению проектов планировки и застройки городов СН-345-66, утвержденной Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР) и являющейся обязательной для всех организаций, выполняющих проектные работы по планировке и застройке городов.

Проект планировки и застройки города содержит следующую проектную документацию: генеральный план города с проектом размещения строительства первой очереди, проект детальной планировки и эскиз застройки, проект планировки городского промышленного района, проект застройки, проект планировки пригородной зоны.

Генеральный план города — основной градостроительный документ, утвержденный в установленном порядке, является обязательным для всех организаций, занимающихся строительством в городе; этот план является также основой для разработки проектов размещения первоочередного строительства, детальной планировки, планировки городских промышленных районов, проектов застройки, инженерного оборудования, городского транспорта, бла-



гоустройства, озеленения и других работ, а также для использования земель в пределах проектных границ города.

Генеральный план города разрабатывается с расчетом осуществления предусмотренных в нем мероприятий по развитию и реконструкции города в течение 25—30 ближайших лет.

Для городов с проектной численностью населения более 500 тыс. человек разработка генерального плана города выполняется в две стадии: разработка технико-экономических основ развития города с эскизом генерального плана (ТЭО) и разработка генерального плана города.

Для городов с проектной численностью населения менее 500 тыс. человек технико-экономические основы развития города разрабатываются как составная часть генерального плана.

Для городов с проектной численностью населения от 250 до 500 тыс. человек, а также городов-курортов одновременно с разработкой генерального плана составляют проект планировки пригородной зоны, а для городов с проектной численностью населения менее 250 тыс. человек и для поселков городского типа в состав генерального плана включают схему планировки прилегающего к городу района.

Разработка технико-экономических основ развития города предназначена для определения перспектив развития с учетом расчетной численности населения, мероприятий по инженерному освоению территории, уровня обеспечения инженерным оборудованием и всеми видами культурно-бытового и коммунального обслуживания на расчетный срок и первой очереди строительства.

**К материалам технико-экономических основ (ТЭО) развития города при двухстадийном проектировании относятся:**

- а) эскиз генерального плана (основной чертеж) в масштабе 1 : 10 000;
- б) план существующего города (опорный план) в масштабе 1 : 10 000;
- в) план планировочных ограничений по инженерно-геологическим и санитарным условиям в масштабе 1 : 10 000 и другие планировочные документы.

Генеральный план города (основной чертеж) с проектной численностью населения более 500 тыс. человек разрабатывается на геодезическом плане города (опорный план) в масштабе 1 : 10 000, а для городов с численностью населения менее 500 тыс. человек — на геодезическом плане масштаба 1 : 5000. Макет планировки и застройки центра города выполняется в масштабе 1 : 2000 с показанием рельефа территории.

Проект размещения строительства первой очереди составляют на плане масштаба 1 : 5000—1 : 10 000. Этот проект включают в документацию, прикладываемую к генеральному плану города, и составляют на перспективу ближайших 5—10 лет.

Проект детальной планировки и эскиз застройки разрабатываются на основе генерального плана города и охватывают части

территории, подлежащие застройке, реконструкции или благоустройству в ближайшие 3—5 лет.

В документы проекта «Детальная планировка и эскизы застройки» включают:

- а) схемы размещения проектируемого района в системе города;
- б) план красных линий и эскизов застройки;
- в) разбивочный чертеж красных линий и другую планировочную документацию.

Проект красных линий и эскиз застройки разрабатывают на всю территорию проектируемого района на плане масштаба 1 : 1000—1 : 2000.

Разбивочный чертеж с привязками красных линий к опорным зданиям, сооружениям и геодезическим пунктам на местности и координатами, определяющими положение красных линий на незастроенных территориях, составляют на светокопиях плана красных линий в масштабе 1 : 1000—1 : 2000.

Поперечные профили улиц составляют в масштабе 1 : 100—1 : 200, с выделением проезжей части, тротуаров, полос зеленых насаждений, трамвайных путей, наземных и подземных инженерных сетей.

Проект планировки городского промышленного района предусматривает рациональное размещение промышленных предприятий и обслуживающих их учреждений: заводоуправление, конструкторское бюро, научно-исследовательские институты, гаражи, столовые, клубы и т. п. Таким образом, планировка промышленного района решается как вполне полноценная пространственно организованная часть города. Этот проект разрабатывают на плане масштаба 1 : 5000 или 1 : 10 000.

Проект застройки разрабатывают на основе проекта детальной планировки и эскиза застройки в две стадии: проектное задание и рабочие чертежи.

В состав документов проектного задания на застройку включают:

- а) ситуационный план в масштабе 1 : 5000—1 : 10 000 с показанием размещения проектируемого строительства;
- б) генеральный план застройки на топографическом плане в масштабе 1 : 500—1 : 1000;
- в) макет застройки в масштабе 1 : 500—1 : 1000 и другую документацию.

Рабочие чертежи разрабатываются на объем строительства последующего года на основе утвержденного проектного задания.

В состав планировочных документов входят:

- а) генеральный план участка застройки в масштабе 1 : 500—1 : 1000 с показанием размещения проектируемых, сохраняемых и реконструируемых зданий и сооружений, участков общественных зданий, зеленых насаждений, площадок, проездов и др.;

- б) разбивочный чертеж в масштабе 1 : 500—1 : 1000 с показанием привязок уточненного размещения зданий и сооружений, зе-

ленных насаждений, спортивных и других площадок, проездов и подходов к зданиям, хозяйственных дворов и др.;

в) комплект чертежей, принятых к строительству зданий и сооружений;

г) чертежи по вертикальной планировке территории в масштабе 1 : 500—1 : 1000 с показанием проектных горизонталей, проектных отметок и уклонов, картограммы земляных работ и распределения земляных масс, поперечных профилей улиц и проездов и другие документы.

Проект планировки пригородной зоны предусматривает размещение загородных парков, водоемов, пляжей, мест туризма и спорта, санаториев и домов отдыха, пионерских лагерей. Кроме того, размещают необходимые городу коммунальные предприятия: водохранилища и водозаборные сооружения городского водопровода, различные питомники, заповедники и т. д. В пригородной зоне размещаются также некоторые виды промышленного животноводства, птицеводства и выращивания картофеля, овощей, фруктов и ягод для снабжения города. Для лучшего использования пригородной зоны в проекте планировки разрабатывается система транспортных связей различного вида.

Проекты планировки пригородной зоны составляют для больших городов с численностью населения более 250 тыс. человек. Эти проекты предназначаются для регулирования строительства в пригородных зонах. Проект планировки пригородной зоны разрабатывают на топографическом плане масштаба 1 : 25 000—1 : 50 000, а отдельные решения наиболее сложных узлов — на планах масштабов 1 : 5000 и 10 000.

Из сказанного в отношении требуемых масштабов планов городских территорий можно сделать следующие выводы:

1. При разработке технико-экономических основ (ТЭО) требуется план в масштабе 1 : 10 000—1 : 25 000.

2. Для составления генерального плана города необходим план масштаба от 1 : 2000 до 1 : 10 000 в зависимости от численности населения.

3. Для составления проекта размещения строительства первой очереди необходим план существующего города в масштабе 1 : 5000—1 : 10 000.

4. Для составления проекта детальной планировки и эскиза застройки необходим план в масштабе 1 : 1000—1 : 2000.

5. Для составления проекта застройки нужен план в масштабе 1 : 500—1 : 1000.

6. Для составления проекта планировки пригородной зоны нужна карта современного использования территории в масштабе 1 : 25 000—1 : 50 000.

7. Для благоустройства застроенных территорий и коммунально-бытового обслуживания населения необходимы планы масштаба 1 : 500, поддерживаемые на уровне современности.

Таким образом, если для составления генерального проекта планировки требуется съемка масштаба 1 : 5000 всей городской территории, включая и районы предполагаемого развития города, то для составления проекта детальной планировки съемки в масштабе 1 : 2000 производятся на отдельных участках городской территории, а внутри этих участков (в выборочном порядке) — съемка масштаба 1 : 500 для составления проекта застройки. Это обстоятельство необходимо учитывать при подсчете требуемой точности и густоты геодезического обоснования.

Принято плановое геодезическое обоснование городской территории по точности определения координат пунктов рассчитывать исходя из требований масштаба 1 : 500, а густоту пунктов обоснования на масштаб предстоящих съемок отдельных участков городской территории. Проектирование и строительство городов, а также реконструкция существующих невозможны без выполнения специальных видов геодезических работ.

Для проектирования необходимо иметь планы территории, отводимой под строительство города, в различных крупных масштабах. На этой территории должна быть опорная геодезическая сеть, которая позволяла бы как в плане, так и по высоте перенести составленный проект планировки в натуру.

В процессе строительства выполняются разнообразные геодезические работы по разбивке зданий и инженерных сооружений. После строительства составляют планы крупных масштабов, например 1 : 500, а в некоторых случаях и 1 : 200.

В повседневной жизни города выполняются различные геодезические работы, связанные с разбивками: при работах по озеленению и благоустройству, строительству подземных коммуникаций, по дорожным работам, укладке трамвайных путей, строительству мостов, метрополитена и других инженерных сооружений. Выполняются весьма ответственные работы по наблюдению за осадкой зданий и крупных наземных и подземных сооружений.

Известно, что чем крупнее масштаб, тем быстрее стареют планы. Быстрое старение планов такого крупного масштаба, как 1 : 500, объясняется тем, что городские территории непрерывно реконструируют и благоустраивают. Однако для проектирования инженерно-строительных работ необходимо повседневно иметь планы, обновленные и приведенные на момент проектирования в полное соответствие с натурой. Поэтому на городских территориях необходимы съемки текущих изменений как ситуации, так и рельефа, по результатам которых постоянно подновляют планы.

При современных методах строительства инженерных сооружений и промышленных комбинатов в городах возникают сложные работы по монтажу ответственных металлических и железобетонных крупноблочных конструкций, которые выполняют при участии специалистов по инженерной геодезии. Разбивочные работы, выполняемые геодезистами, чрезвычайно важны и ответственны, от качества выполнения их зависит успех всего строительства.

## § 2. Городская геодезическая служба

Для планирования и выполнения различного рода текущих геодезических работ на городских территориях при главных архитекторах городов организованы геодезические службы (отделы).

Государственным комитетом по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР на эти службы возложены следующие обязанности (приказ № 259 от 21 декабря 1964 г.):

1. Составление и ведение оперативного плана застройки, регистрационного плана расположения подземных коммуникаций и атласа инженерно-геологических выработок.

2. Выдача разрешений на топографо-геодезические работы и инженерно-геологические изыскания на территории города и пригородной зоны; планирование, учет и техническая приемка этих работ.

3. Регистрация и хранение топографо-геодезических и инженерно-геологических материалов.

4. Организация охраны, ремонта и восстановления геодезических знаков на территории города и пригородной зоны.

5. Отвод земельных участков, вынос в натуру красных линий застройки и другие работы по регулированию текущего строительства в городе.

В больших городах (Москве, Ленинграде, Киеве и др.) обязанности геодезической службы возложены на специальные крупные тресты, выполняющие одновременно геодезические и геологические работы. Планирование госбюджетных средств на выполнение больших объемов геодезических работ на территориях городов осуществляет Госстрой СССР.

Геодезические службы в городах составляют и систематически пополняют следующие дежурные документы:

1. Оперативный план застройки города в масштабе 1 : 2000 или 1 : 5000.

2. Регистрационный план расположения подземных коммуникаций, который составляют в масштабах:

а) 1 : 5000 или 1 : 2000 как документ учетно-справочного характера, отражающий наличие и расположение существующих подземных сетей;

б) 1 : 100—1 : 500, содержащий точное плановое положение всех линий сетей, отметки их заложений и технические характеристики.

3. Дежурный атлас (план) инженерно-геологических выработок.

4. План красных линий города в масштабе 1 : 2000.

5. План городской черты в масштабе 1 : 10 000 или 1 : 25 000.

6. Адресный план города в масштабе 1 : 2000.

7. Дежурный план школьной сети в масштабе 1 : 5000 или 1 : 10 000.

8. Дежурные планы торговой сети и культурно-бытовых учреждений.

Геодезические службы города выполняют также работу по учету, систематизации и хранению всех геодезических и топографических

материалов на территорию города; составляют каталоги координат пунктов триангуляции, полигонометрии и съемочного обоснования каталоги высот пунктов нивелирной сети, ведут картограммы геодезической изученности городской территории.

На крупных промышленно-заводских предприятиях, расположенных внутри городской черты, при управлениях капитального строительства имеются геодезические группы, которые увязывают и согласовывают свои работы с геодезической службой города.

### § 3. Схема развития планового геодезического обоснования на городских территориях

Главной геодезической основой топографических съемок всех масштабов на территории Советского Союза является государственная триангуляция СССР.

Наиболее крупным масштабом планов, используемых для проектирования и строительства на городских территориях, является масштаб 1 : 500. Точность создаваемого планового геодезического обоснования должна обеспечить графическую точность этого масштаба.

В качестве графической точности примем среднюю квадратическую ошибку 0,2 мм на плане взаимного положения нанесенных на план двух наиболее удаленных один от другого пунктов обоснования на участке городской территории площадью 1 км<sup>2</sup>.

Территория такого размера располагается на 16 планшетах съемки масштаба 1 : 500, и, очевидно, нет необходимости предъявлять требование — обеспечить графическую точность нанесения пунктов геодезического обоснования на большей территории. Кроме того, обеспечить графическую точность взаимного положения пунктов, равную 0,2 мм на плане большего размера невозможно, так как в этом случае линия, соединяющая наиболее удаленные пункты, будет пересекать больше трех рамок планшетов.

При наличии более высоких требований к размещению зданий и инженерных сооружений на больших площадях применяют аналитический метод проектирования, и в этих случаях точность графического материала не имеет решающего значения.

Для аналитической подготовки и перенесения проектов планировки и застройки городов в натуру достаточно иметь обоснование, удовлетворяющее точность масштаба 1 : 500. Исключения составляют специальные сооружения, как то: крупные комплексы заводских цехов, мосты, метрополитены, для проектирования которых применяют аналитические методы, а для перенесения в натуру создают специальные сети геодезического обоснования с требуемой точностью.

Следовательно, планы городской территории должны удовлетворять точность масштаба 1 : 500 только на отдельно взятых локальных участках размером не более 1,0 × 1,0 км, используемых для проектирования отдельных комплексов взаимосвязанных зданий или промышленно-заводских сооружений.

Исходя из этой предпосылки, можно поставить условие, чтобы точность определения координат пунктов последней стадии развития геодезического обоснования с учетом влияния ошибок исходных данных всех предшествующих стадий развития геодезического обоснования удовлетворяла точность масштаба 1 : 500 для точек, удаленных одна от другой на расстояние до 1 км.

Общеобязательной инструкцией по топографическим съемкам в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 ГУГК при СМ СССР (М., «Недра», 1972 г.) установлена следующая схема развития планового геодезического обоснования.

Пункты государственной геодезической сети 2 и 3 классов сгущаются пунктами 4 класса. Дальнейшее сгущение выполняется построением сетей триангуляции, трилатерации и городской полигонометрии 1 и 2 разрядов, на пункты которых опираются сети съёмочного обоснования, построенные или в виде сетей теодолитных ходов, или триангуляции.

На территории площадью до 25 км<sup>2</sup> разрешается в качестве исходного планового обоснования строить сети городской полигонометрии 1 разряда, на территории до 5 км<sup>2</sup> — 2 разряда, а на территории до 2,5 км<sup>2</sup> допускается строить первичное плановое обоснование в виде сети теодолитных ходов.

Рекомендуемые классы государственной геодезической сети и разряды городской полигонометрии, развиваемые в зависимости от размера городской территории, показаны в табл. 1.

Таблица 1

Площадь города в км <sup>2</sup>	Плановые опорные геодезические сети		Классы нивелирных сетей
	классы государственной геодезической сети	разряды городской полигонометрии	
Более 200	2, 3 и 4	1, 2	II, III, IV
От 50 до 200	3 и 4	1, 2	II, III, IV
» 25 » 50	4	1, 2	III, IV
» 10 » 25	—	1, 2	IV
» 2,5 » 10	—	2	IV
До 2,5	—	—	IV

Инструкцией о построении государственной геодезической сети СССР установлены следующие максимальные величины средних квадратических ошибок измерения углов, подсчитанных по формуле Ферреро

$$m_{уг} = \sqrt{\frac{[\omega^2]}{3n}},$$

где  $\omega$  — невязки треугольников в сети;

$n$  — число треугольников,

для 2 класса	± 1", 0.
3 »	± 1", 5.
4 »	± 2", 0.

Указанной инструкцией рекомендуется при построении сплошных сетей государственной триангуляции на городских территориях длины сторон уменьшать с таким расчетом, чтобы в черте города один пункт триангуляции приходился на площадь 5—15 км<sup>2</sup>.

В тех случаях, когда технически и экономически является целесообразным, триангуляцию 4 класса заменяют полигонометрией 4 класса со следующей технической характеристикой:

а) Длины одиночных ходов между пунктами триангуляции не более 10 км. Длина хода от пункта высшего класса до узловых точки не должна превышать 7 км, а между узловыми точками 5 км.

б) Число линий в ходе не должно быть более 15.

в) Средняя длина стороны 500 м, а минимальная 250 м:

г) Средняя квадратическая ошибка измерения углов  $\pm 2''$ .

д) Предельная относительная невязка хода 1 : 25 000.

Общая плотность пунктов Государственной геодезической сети и пунктов геодезических сетей местного значения для городских (поселковых) территорий, как правило, должна быть не менее: — в застроенной части 4 пункта на 1 км<sup>2</sup>;

— в незастроенной части 1 пункт на 1 км<sup>2</sup>.

(Основные положения по созданию топографических планов масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. М., «Недра», 1970 г.)

Основные технические характеристики городских полигонометрических сетей приведены в табл. 2.

Т а б л и ц а 2

Разряды полигонометрии	Средняя квадратическая ошибка измеренного угла в сек (не более)	Предельные длины ходов в км		Предельная относительная невязка хода
		между исходными пунктами	между узловой точкой и исходным пунктом	
1	5	5	3	1 : 10 000
2	10	3	2	1 : 5000

Если в полигонометрическом ходе поворотных точек более 15, то на линию, расположенную в середине хода, должен быть передан дирекционный угол со стороны триангуляции или определен из астрономических наблюдений.

Полученная средняя квадратическая ошибка измеренного угла в полигонометрической сети определяется формулой

$$m_{\beta} = \sqrt{\frac{[p f_{\beta}^2]}{N}}, \quad (I.1)$$

где  $p = \frac{1}{n}$  ( $n$  — число измеренных углов в полигоне или ходе);

$f_{\beta}$  — угловая невязка полигона или хода;

$N$  — число полигонов или ходов.



Длины линий могут колебаться в пределах от 120 до 600 м — в полигонометрии 1 разряда и от 80 до 300 м в полигонометрии 2 разряда.

#### § 4. Расчет необходимой точности геодезического обоснования при съемках городских территорий

##### 1. Расчет допустимых длин полигонометрических и теодолитных ходов

Действующие общеобязательные инструкции указывают порядок развития геодезического обоснования и схемы его построения в зависимости от площади обеспечиваемой территории и масштаба намечаемой топографической съемки. Однако могут быть случаи, когда обстоятельства требуют отступлений от установленных правил. Тогда инженер должен уметь правильно рассчитать точность, которую надо обеспечить в той или иной стадии построения обоснования, и на основе выполненных расчетов предложить соответствующие методы измерений.

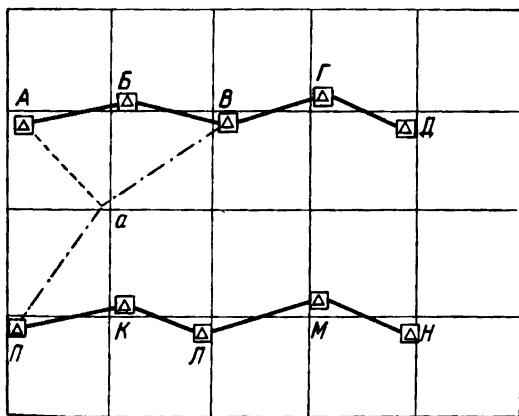


Рис. 1

В основу расчетов примем, что конечной стадией развития обоснования являются съемочные теодолитные ходы, проложенные с предельной относительной ошибкой 1 : 2000, или сети микротриангуляции, заменяющие их и эквивалентные им по точности.

Среднюю величину графической точности плана примем 0,2 мм, что при масштабе 1 : 500 составляет 0,1 м на местности.

Расчет допустимой длины теодолитных ходов в сети, опирающейся на исходные пункты. При расчете будем полагать, что ошибки определения координат исходных пунктов пренебрегаемо малы. Потребуем, чтобы на каждые два планшета приходилось не менее одного исходного пункта.

Максимально удаленная от исходных пунктов точка *a* (рис. 1) теодолитных ходов будет расположена на расстоянии, равном диагонали планшета. При съемке в масштабе 1 : 500 полезная площадь планшета определяется квадратом со сторонами 50 × 50 см. Длина диагонали планшета на местности соответствует расстоянию приблизительно 350 м.

Будем называть средней относительной погрешностью (или ошибкой) хода отношение средней квадратической ошибки поло-

В основу расчетов примем, что конечной стадией развития обоснования яв-

ляются съемочные теодолитные ходы, проложенные с предельной относительной ошибкой 1 : 2000, или сети микротриангуляции, заменяющие их и эквивалентные им по точности.

Среднюю величину графической точности плана примем 0,2 мм, что при масштабе 1 : 500 составляет 0,1 м на местности.

Расчет допустимой длины теодолитных ходов в сети, опирающейся на исходные пункты. При расчете будем полагать, что ошибки определения координат исходных пунктов пренебрегаемо малы. Потребуем, чтобы на каждые два планшета приходилось не менее одного исходного пункта.

Максимально удаленная от исходных пунктов точка *a* (рис. 1) теодолитных ходов будет расположена на расстоянии, равном диагонали планшета. При съемке в масштабе 1 : 500 полезная площадь планшета определяется квадратом со сторонами 50 × 50 см. Длина диагонали планшета на местности соответствует расстоянию приблизительно 350 м.

Будем называть средней относительной погрешностью (или ошибкой) хода отношение средней квадратической ошибки поло-

жения конечной точки относительно начальной к длине хода. Если проложить свободный теодолитный ход от полигонометрического пункта  $A$  к точке  $a$  со средней относительной погрешностью  $1 : 4000$ , то ошибка определения положения точки  $a$  будет  $m_x \approx 9$  см. При построении съёмочного обоснования свободные теодолитные ходы допускаются только в виде исключения и при длине их не более 100 м. Поэтому в точке  $a$  будет образован узел с не менее чем тремя сходящимися ходами одинаковой длины. Полагая длину ходов одинаковой, получаем для средней квадратической ошибки определения координат точки  $a$

$$M_a = \frac{m_x}{\sqrt{3}} = 5,2 \text{ см.} \quad (I.2)$$

Полученная величина  $M_a$  с запасом удовлетворяет требованиям съёмки масштаба  $1 : 500$ .

Максимальную длину  $L_y$  теодолитного хода при заданных средней квадратической ошибке  $M$  определения координат узловой точки и средней относительной погрешности  $\frac{1}{T_{cp}}$  хода можно подсчитать по формуле

$$L_y = MT_{cp} \sqrt{n}, \quad (I.3)$$

где  $n$  — число ходов, сходящихся в узловой точке.

Примем  $M = 0,1$  м,  $T_{cp} = 4000$ ,  $n = 3$ , тогда

$$L_y = 0,1 \cdot 4000 \sqrt{3} = 670 \text{ м.}$$

При  $n = 4$   $L_y = 800$  м.

Допустимую длину  $L_t$  одиночного теодолитного хода, проложенного между двумя пунктами полигонометрии, можно определить формулой

$$L_t = 2 \sqrt{2} T_{cp} M \quad (I.4)$$

при  $T_{cp} = 4000$ ,  $M = 0,1$  м получим

$$L_t = 2,8 \cdot 4000 \cdot 0,1 \approx 1100 \text{ м.}$$

Для масштаба  $1 : 2000$  величина  $M = 0,4$  м; без учета ошибок исходных пунктов получим при  $n = 3$   $L_y = 2,7$  км, при  $n = 4$   $L_y = 3,2$  км и для одиночных теодолитных ходов —  $L_t = 4,5$  км.

Если учесть ошибки исходных данных, то общая ошибка хода определится по формуле

$$M^2 = m_x^2 + m_{исх}^2, \quad (I.5)$$

где  $m_x$  — совокупное влияние ошибок измерений в ходе;

$m_{исх}$  — ошибка исходных данных.

Примем

$$m_{исх} = \frac{m_x}{K} \quad (I.6)$$

Под  $K$  здесь следует понимать коэффициент понижения точности при переходе от одной стадии развития обоснования к другой, более низкой.

С учетом (1.6) выражение (1.5) примет вид

$$M = \sqrt{m_x^2 + \frac{m_x^2}{K^2}} = m_x \sqrt{1 + \frac{1}{K^2}},$$

или

$$m_x = \frac{MK}{\sqrt{K^2+1}}. \quad (1.7)$$

Коэффициент  $K$  целесообразно подбирать так, чтобы ошибки исходных данных мало искажали измеренные элементы уравновешиваемого обоснования. Чем больше коэффициент  $K$ , тем меньше влияние ошибок исходных данных.

Поставим условие, чтобы влияние ошибок исходных данных было не больше 10% от суммарной ошибки измерений по ходу. Это условие запишем так:

$$M = 1,1m_x.$$

Тогда

$$1,1m_x = m_x \sqrt{1 + \frac{1}{K^2}};$$

откуда

$$K = 2,2.$$

Допустимая невязка в ходах полигонометрии 2 разряда установлена 1 : 5000, а в теодолитных ходах — 1 : 2000. Следовательно, коэффициент  $K$  принят 2,5.

Расчеты показывают, что если геодезическое обоснование в виде полигонометрической сети, равномерно покрывающей с требуемой плотностью всю территорию съемки, имеет относительную точность в отдельных ходах в 2,5 раза выше, чем опирающаяся на него система теодолитных ходов, то ошибки исходных данных оказывают мало заметное влияние на искажение измеренных элементов при уравновешивании невязок.

Расчет максимально допустимых длин ходов в свободных сетях теодолитных ходов. Рассмотрим вопрос точности построения обоснования свободной сетью теодолитных ходов при отсутствии пунктов полигонометрии, т. е. случай, когда теодолитные ходы являются первичным обоснованием.

Возьмем участок из середины сети теодолитных ходов, построенной в виде квадратов и равномерно покрывающей всю территорию предстоящей съемки (рис. 2). Для оценки точности определения координат узловой точки  $I$  или какой-либо иной узловой точки, взятой в середине сети, применим метод последовательных приближений.

Обозначим длину теодолитного хода между узловыми точками через  $L$ . В первом приближении ходы, сходящиеся в узловой точке  $I$ ,

будем считать идущими от пунктов, ошибки которых можно не учитывать. Тогда для подсчета средней квадратической ошибки определения координат точки  $I$  в первом приближении можно написать

$$(M^2)_1 = \frac{L^2}{4T_{\text{ср}}^2}. \quad (\text{I.8})$$

С такой же ошибкой определится положение и всех остальных узловых точек сети.

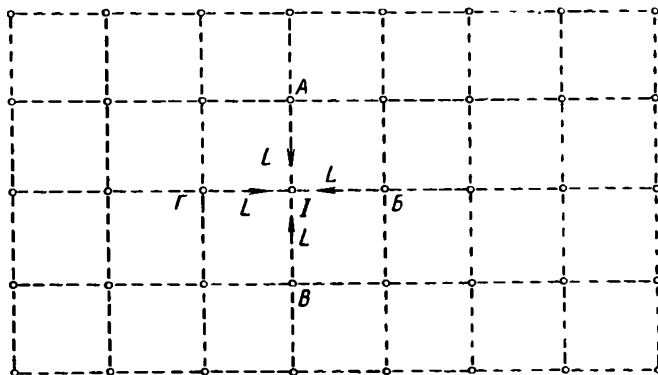


Рис. 2

Во втором приближении, с учетом ошибки узловой точки, от которой идет ход, получим ошибку определения положения точки  $I$  по одному ходу

$$(m^2)_2 = (M^2)_1 + \frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2} = \frac{5}{4} \cdot \frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2}.$$

Ошибка определения положения узловой точки  $I$  из всех сходящихся в ней ходов во втором приближении будет

$$(M^2)_2 = \frac{(m^2)_2}{4} = \frac{5}{16} \cdot \frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2}.$$

Аналогично этому

$$(m^2)_3 = \frac{5}{16} \cdot \frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2} + \frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2} = \frac{21}{16} \cdot \frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2}$$

и

$$(M^2)_3 = \frac{21}{16 \cdot 4} \cdot \frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2} = \frac{21}{64} \cdot \frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2}.$$

Продолжая такие же вычисления дальше, легко видеть, что числовые коэффициенты, стоящие перед  $\frac{L^2}{T_{\text{ср}}^2}$ , в формулах для ошибки положения узловой точки могут быть представлены следующим рядом выражений:

$$u_1 = \frac{1}{4},$$

$$u_2 = \frac{1 + \frac{1}{4}}{4} = \frac{1}{4} + \frac{1}{16},$$

$$u_3 = \frac{1 + \left(\frac{1}{4} + \frac{1}{16}\right)}{4} = \frac{1}{4} + \frac{1}{16} + \frac{1}{64},$$

$$\dots$$

$$u_n = \frac{1}{4} + \frac{1}{16} + \frac{1}{64} + \dots + \frac{1}{4^n}.$$

Выражение для  $u_n$  равно уменьшенной на единицу сумме членов геометрической прогрессии

$$S = 1 + \frac{1}{4} + \frac{1}{16} + \dots + \frac{1}{4^n}.$$

При  $n \rightarrow \infty$

$$S = \frac{1}{1 - \frac{1}{4}} = \frac{4}{3}.$$

Следовательно,

$$u_n = \frac{1}{3}.$$

Таким образом,

$$M = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{L}{T_{\text{ср}}} = \frac{1}{1.73} \cdot \frac{L}{T_{\text{ср}}}.$$

Откуда

$$L_{\text{св}} = 1,73 M T_{\text{ср}}.$$

Принимая  $M = 0,1$  м,  $T_{\text{ср}} = 4000$ , получаем для свободной сети теодолитных ходов

$$L_{\text{св}} = 1,73 \cdot 0,1 \cdot 4000 \approx 700 \text{ м.}$$

Следовательно, если создать сеть теодолитных ходов в виде квадратов со сторонами 700 м, то такое построение при измерениях, обеспечивающих получение средних относительных ошибок в ходах 1 : 4000, удовлетворит по точности требованиям съемки масштаба 1 : 500.

Точность определения положения узловых точек может быть рассчитана по формуле [29]

$$M = \frac{m}{\sqrt{N-1}}, \quad (1.9)$$

где  $M$  — средняя квадратическая ошибка положения узловых точек;  
 $m$  — средняя квадратическая ошибка определения положения конечной точки хода относительно начальной;

$N$  — число ходов, сходящихся в узловой точке.

Если в этой формуле заменим

$$m = \frac{L}{T_{\text{ср}}},$$

то получим

$$M = \frac{L}{T_{\text{ср}} \sqrt{N-1}}.$$

Для  $N = 4$  полученная формула даст то же значение  $M$ , что и приведенная выше.

На краях сети число сходящихся в узловой точке ходов будет меньше, а потому и точность определения положения узловых точек будет меньше.

Для масштаба  $1 : 2000$  при  $M = 0,4$  получим

$$L_{\text{св}} = 1,73 \cdot 0,4 \cdot 4000 = 2,8 \text{ км.}$$

Полученные выводы показывают, что проложением теодолитных ходов можно построить геодезическое обоснование на довольно больших территориях, обеспечивающее по точности требования самого крупного масштаба съемки  $1 : 500$ . Однако из этого нельзя делать вывод, что надобность в полигонометрии и триангуляции отпадает. Сети теодолитных ходов, построенные на больших территориях, могут иметь заметные искажения за счет накопления систематических ошибок. Кроме того, при отсутствии обоснования более высокого разряда нельзя производить съемки на отдельных разрозненных участках, пока не уравновешена сеть теодолитных ходов на всей территории, подлежащей съемке. Совместное уравнивание обширной сети теодолитных ходов встречает существенные трудности. По техническим и экономическим соображениям проложение обширных сетей теодолитных ходов на больших территориях нецелесообразно. Поэтому сначала создают сети триангуляции различных классов, затем их сгущают в требуемых местах полигонометрическими ходами, а на их основе уже прокладывают теодолитные съемочные ходы на участках, подлежащих съемке.

На участках, площадь которых не превышает  $2,5 \text{ км}^2$ , можно строить исходное обоснование в виде свободной сети теодолитных ходов.

## 2. Расчет количества стадий развития геодезического обоснования и требуемой точности измерений на различных стадиях

Если на территории предстоящей съемки необходимо геодезическое обоснование создать многостадийным построением, то возникает вопрос о расчете требуемой точности построения на отдельных стадиях развития обоснования. При этом следует стремиться к тому, чтобы обоснование имело как можно меньше стадий развития. Чем больше стадий развития обоснования, тем точность получения координат пунктов становится менее надежной. В качестве неудачного примера можно указать на триангуляцию г. Москвы, построенную в 1928—1929 гг. В этой триангуляции было допущено шесть классов. В результате накопление ошибок было настолько велико, что в тех местах, где полигонометрические ходы с одного конца примыкали к пунктам триангуляции 6 класса, а с другого — к пунктам 1 или 2 класса, получались недопустимые невязки в ходах за счет ошибок исходных данных. Инструкцией по городским съемкам 1940 г.,

существовавшей до 1962 г., также предусматривалась многоэ-  
тапность и многостадийность построения геодезического обоснования.

Предположим, что на территории предстоящей съемки имеются  
пункты государственной геодезической сети вплоть до 4 класса.  
Встает вопрос о наиболее целесообразном выборе количества стадий  
дальнейшего сгущения обоснования и о расчете требуемой точности  
построения каждой стадии.

В основу расчетов примем, что конечной стадией построения гео-  
дезического обоснования будут теодолитные ходы или заменяющая  
их микротриангуляция, относительная средняя погрешность по-  
строения которой равна  $1 : 4000$  или  $(T_{cp})_k = 4000$ . В качестве  
исходной начальной стадии развития обоснования примем триангу-  
ляцию 4 класса, для которой  $(T_{cp})_n = 80\ 000$ .

Предположим, что обоснование, построенное пунктами триан-  
гуляции 4 класса, намечено сгустить  $n$  стадиями развития, послед-  
ней из которых будут теодолитные ходы.

Целесообразно поставить условие, чтобы коэффициент пониже-  
ния точности при переходе от одной стадии развития к другой был  
одинаковым.

Тогда можно написать для промежуточных стадий развития  
обоснования:

$$T_1 = \frac{T_n}{K},$$

$$T_2 = \frac{T_1}{K} = \frac{T_n}{K^2},$$

$$T_3 = \frac{T_2}{K} = \frac{T_n}{K^3},$$

.....

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

откуда

$$K = \sqrt[n]{\frac{T_n}{T_k}}. \quad (I.10)$$

Если наметим триангуляцию 4 класса сгустить двумя стадиями  
построения, то в этом случае

$$T_n = 80\ 000, \quad T_k = 4000, \quad n = 2,$$

$$K = \sqrt{\frac{80\ 000}{4000}} = \sqrt{20} = 4,5.$$

Знаменатель относительной средней точности промежуточной  
стадии сгущения будет

$$T_1 = \frac{80\ 000}{4,5} \approx 18\ 000,$$

а предельная относительная точность 1 : 9000, что соответствует городской полигонометрии 1 разряда.

Следовательно, схема развития обоснования в данном случае будет: триангуляция 4 класса (исходное обоснование), полигонометрия 1 разряда, теодолитные ходы.

При трех стадиях сгущения получим:

$$K = \sqrt[3]{20}, K = 2,7.$$

$T_1 = 28\ 000$	относительная предельная точность	1 : 14 000,
$T_2 = 10\ 400$	»                   »                   »	1 : 5000,
$T_3 = 4000$	»                   »                   »	1 : 2000.

Это по точности близко подходит:

1. К полигонометрии 4 класса (1 : 25 000).
2. К полигонометрии 2 разряда (1 : 5000).
3. К теодолитным ходам (1 : 2000).

Может оказаться, что на участке, где надо провести съемку, нет пунктов геодезического обоснования.

В этом случае для расчета требуемой точности построения обоснования на различных стадиях примем условие, чтобы ошибка взаимного расположения двух точек последней стадии развития, расположенных на расстоянии 1 км друг от друга, с учетом ошибок измерений во всех предыдущих стадиях, не превышала величины  $M$ .

Влияние ошибок измерения в каждой стадии на суммарную величину ошибки  $M$  обозначим через  $m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$ , где индексы у « $m$ » означают порядковый номер стадии построения обоснования.

Так как ошибки  $m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$  являются независимыми, то можно написать

$$M = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + \dots + m_n^2}.$$

В общем виде:

$$M = \sqrt{\sum_1^n m_i^2}.$$

Величину  $m_i$  в любой стадии развития можно подсчитать по формуле

$$m_i = \frac{M \cdot K^{i-1}}{\sqrt{1 + K^2 + K^4 + \dots + K^{2(n-1)}}}, \quad (1.11)$$

где  $M$  — общая суммарная погрешность определения взаимного расположения двух точек, отстоящих на расстоянии 1 км в последней стадии построения;

$K$  — коэффициент понижения точности при переходе от одной стадии развития к другой, более низкой;

$i$  — номер стадии развития.

Величина  $M$  на плане принимается в 0,2 мм, что при масштабе 1 : 500 на местности составляет 10 см. Как видно из формулы (1.11), величина  $m$  для данного номера построения  $i$  мало зависит от « $n$ » —



количества стадий построений, а в основном зависит только от принятого значения коэффициента  $K$ .

Раньше было доказано, что для того чтобы ошибки исходных данных сказывались пренебрегаемо мало на искажение измеренных элементов в уравновешенном построении коэффициент понижения точности при переходе от более высокой стадии построения к следующей более низкой должен быть не менее 2,2.

При коэффициенте  $K = 2,2$  по формуле (1.11) рассчитаем значения  $m_1$ ,  $m_2$  и  $m_3$ . Принимая последовательно  $i$  равным 1, 2 и 3, получим

$$m_1 = \frac{10K^0}{\sqrt{1+K^2+K^4}} = 1,85 \text{ см,}$$

$$m_2 = \frac{10K}{\sqrt{1+K^2+K^4}} = 4,10 \text{ см,}$$

$$m_3 = \frac{10K^2}{\sqrt{1+K^2+K^4}} = 9,0 \text{ см.}$$

Так как  $M = 10$  см принята для точек удаленных одна от другой на 1 км, то в относительной мере при  $S = 1$  км получим

$$\left(\frac{m_1}{S}\right)_{\text{ур}} = \frac{1,85}{10^5} = \frac{1}{54\,000},$$

$$\left(\frac{m_2}{S}\right)_{\text{ур}} = \frac{4,10}{10^5} = \frac{1}{24\,400},$$

$$\left(\frac{m_3}{S}\right)_{\text{ур}} = \frac{9,00}{10^5} = \frac{1}{11\,000}.$$

Следует отметить, что относительные точности взаимного определения двух точек, расположенных на расстоянии 1 км в различных стадиях построения, получены для уравновешенных построений и нельзя их отождествлять с допускаемыми или средними относительными ошибками в полигонометрических и теодолитных ходах.

Для расчета требуемой точности измерения углов и линий по формулам, приведенным ниже, необходимо учитывать, что точка, расположенная в середине полигонометрического хода, после уравновешивания определяется в 2,5 раза точнее, чем конечная точка хода (рассматриваем его как свободный).

Поскольку критерием фактической точности хода является полученная невязка в конечной точке хода, то для расчета требуемой точности измерения углов и линий полученные относительные точности уравновешенной полигонометрической сети следует загрузить в 2,5 раза. Тогда получим

$$\left(\frac{m_1}{S}\right)_{\text{изм}} = \frac{2,5}{54\,000} = \frac{1}{21\,600},$$

$$\left(\frac{m_2}{S}\right)_{\text{изм}} = \frac{2,5}{25\,000} = \frac{1}{9\,800},$$

$$\left(\frac{m_3}{S}\right)_{\text{изм}} = \frac{2,5}{11\,000} = \frac{1}{4\,500}.$$

Предельно допустимые невязки в ходах различных стадий построений будут

$$\left(\frac{f_1}{S}\right)_{\text{пред}} = \frac{1}{11\,000},$$

$$\left(\frac{f_2}{S}\right)_{\text{пред}} = \frac{1}{5000},$$

$$\left(\frac{f_3}{S}\right)_{\text{пред}} = \frac{1}{2\,200}.$$

По приведенным формулам и изложенному принципу можно легко подсчитать требуемую точность в любой стадии развития геодезического построения при разном числе стадий и различных значениях коэффициента  $K$ .

В табл. 3 приведены расчетные средние относительные ошибки в ходах на различных стадиях построения при разном количестве стадий.

Т а б л и ц а 3

Порядковый номер стадии	Величины $(f_i : S)_{\text{ср}}$			
	Количество стадий построения			
	2	3	4	5
1	1 : 9800	1 : 21 600	1 : 48 000	1 : 105 000
2	1 : 4400	1 : 9800	1 : 21 700	1 : 48 000
3	—	1 : 4500	1 : 9900	1 : 21 700
4	—	—	1 : 4500	1 : 9900
5	—	—	—	1 : 4500

Средняя относительная ошибка в ходах последней стадии построения при любом количестве их получилась порядка 1 : 4500, а предельная 1 : 2250.

Для ослабления требований к точности последней стадии построения надо в расчете принять  $M$  больше 10 см, или  $S$  меньше 1 км.

Следует отметить, что данные расчета исходят из наличия только одиночных ходов, прокладываемых между пунктами высших стадий обоснования.

В действительности сети полигонометрии и теодолитных ходов строят с образованием узловых точек, что повышает фактическую точность построения против расчетной. Это повышение следует рассматривать как некоторый запас точности.

В табл. 4 даны величины  $(m_i : S)_{\text{урав}}$  на случай построения обоснования методом триангуляции.

При расчетах требуемой точности измерения углов в триангуляционных построениях следует учитывать, что при уравнивании

Таблица 4

Порядковый номер построения	Величины $(m_l \mid S)_{\text{урав.}}$			
	Количество стадий построения			
	2	3	4	5
1	1 : 24 000	1 : 54 000	1 : 119 000	1 : 263 000
2	1 : 11 000	1 : 25 000	1 : 54 000	1 : 120 000
3	—	1 : 11 000	1 : 25 000	1 : 54 000
4	—	—	1 : 11 200	1 : 25 000
5	—	—	—	1 : 11 200

углов в треугольниках за счет условий фигур средняя квадратическая ошибка уменьшается. Коэффициент уменьшения  $\sqrt{2/3} = 0,82$ , следовательно  $(m_{\text{ур}})_{\text{ур}} = 0,82 (m_{\text{ур}})_{\text{взм}}$ . Это обстоятельство учтено в формулах для предвычисления ожидаемых ошибок в триангуляционных построениях.

В триангуляционном ряду, состоящем из равносторонних треугольников, относительная ошибка  $n$ -ой стороны без учета ошибки выходной стороны определяется формулой

$$\frac{m_{S_n}}{S_n} = \frac{m_{\text{ур}}}{\rho''} \sqrt{\frac{2}{3}} n = 0,82 \frac{m_{\text{ур}}}{\rho''} \sqrt{n}.$$

При заданной величине  $\frac{m_{S_n}}{S_n}$  свободного ряда из  $n$  треугольников получим

$$m_{\text{ур}}'' = \frac{\rho''}{0,82 \sqrt{n}} \left( \frac{m_{S_n}}{S_n} \right). \quad (I.12)$$

### 3. Расчет требуемой точности измерения углов и линий в полигонометрических и теодолитных ходах

Ожидаемая средняя квадратическая ошибка определения положения конечной точки свободного полигонометрического или теодолитного хода определяется формулами:

для вытянутых ходов

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 [s]^2 + \frac{m_{\text{Б}}^2}{\rho^2} \cdot \frac{n+1,5}{3} [s]^2; \quad (I.13)$$

для изогнутых ходов

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \sum_{i=1}^{i=n+1} D_{i, n+1}^2. \quad (I.14)$$

Для вытянутых и ломаных ходов, опирающихся с двух концов на стороны с исходными дирекционными углами, формулы соответственно будут:

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 [s]^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot \frac{n+3}{12} [s]^2, \quad (I.15)$$

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \sum_{i=1}^{i=n+1} D_{i, ц}^2. \quad (I.16)$$

В формулах (I.13)—(I.16):

$\mu$  — коэффициент влияния случайных ошибок при измерениях линий;

$\lambda$  — коэффициент влияния систематических ошибок при измерениях линий;

$[s]$  — длина полигонометрического хода;

$L$  — длина диагонали, соединяющей начальную и конечную точки хода;

$m_\beta$  — средняя квадратическая ошибка измерения углов;

$n$  — число линий в ходе;

$D_{i, n+1}$  — расстояние между точкой хода с номером  $i$  и конечной  $(n+1)$ -той точкой хода;

$D_{i, ц}$  — расстояние между точкой хода с номером  $i$  и центром тяжести полигонометрического хода.

Если стороны полигонометрического хода измерены коротко-базисным или параллактическим методом или дальномерами, то коэффициенты  $\mu$  и  $\lambda$ , отнесенные на один метр измеряемого расстояния, утрачивают свой смысл.

В этих случаях формулы (I.15) и (I.16) принимают вид:

$$M^2 = \sum m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \frac{n+3}{12} [s]^2, \quad (I.17)$$

$$M^2 = \sum m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \sum_{i=1}^{i=n+1} D_{i, ц}^2, \quad (I.18)$$

где  $m_s$  — средняя квадратическая случайная ошибка измерения каждой линии.

При применении светодальномеров ошибки измерения линий имеют в основном случайный характер и мало зависят от длины

измеряемой линии, поэтому формулы (I.17) и (I.18) можно написать в виде:

$$M^2 = nm_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot \frac{n+3}{12} [s]^2, \quad (\text{I.19})$$

$$M^2 = nm_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \sum_{i=1}^{i=n+1} D_{i, \text{ц}}^2. \quad (\text{I.20})$$

Если ожидаемую ошибку определения положения конечной точки ломаного полигонометрического хода подсчитывать по формуле вытянутого хода, то при той же длине хода и его линий всегда получим преувеличенное значение величины  $M$ , так как последний член формул (I.15), (I.17) и (I.19) всегда больше последнего члена формул (I.16), (I.18) и (I.20). Это является следствием того, что при преобразовании ломаного хода в вытянутый длина диагоналей  $D_{i, n+1}$  и  $D_{i, \text{ц}}$  увеличивается. Поэтому, создавая некоторый запас точности для ломаных ходов, можно пользоваться при расчете формулами для вытянутых ходов.

Для средней относительной ошибки напомним

$$\frac{m_L}{L} = \frac{1}{T_{\text{ср}}}.$$

Если при переходе от одной стадии развития обоснования к другой коэффициент понижения точности больше двух, то невязку хода можно рассматривать в основном обусловленной влиянием ошибок измерения линий и углов.

В этом случае, исходя из принципа равного влияния ошибок угловых и линейных измерений, можно написать для вытянутого хода

$$\frac{m_u}{L} = \frac{1}{T_{\text{ср}} \sqrt{2}}; \quad \frac{m_t}{L} = \frac{1}{T_{\text{ср}} \sqrt{2}},$$

где  $m_u$  — средняя квадратическая поперечная ошибка положения конечной точки хода;

$m_t$  — средняя квадратическая продольная ошибка положения конечной точки хода.

#### *Расчет точности угловых измерений*

Для поперечного сдвига последней точки хода напомним

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{n+3}{12}},$$

откуда

$$m_\beta = \frac{m_u}{L} \rho \sqrt{\frac{12}{n+3}},$$

или

$$m_\beta = \frac{1}{T_{\text{ср}} \sqrt{2}} \rho \sqrt{\frac{12}{n+3}}. \quad (\text{I.24})$$

### Расчет точности линейных измерений

В зависимости от приборов и методов измерения линий в результатах измерений могут преобладать случайные и систематические ошибки. Так, если для измерения линий применять проволоки, ленты или рулетки или короткобазисный метод, то в результатах измерений влияние случайных и систематических ошибок по величине соизмеримо.

При измерении линий светодальномерами можно считать влияние систематических ошибок пренебрегаемо малым и результаты измеренийотягчены только случайными ошибками.

Предположим, что линейные измерения сопровождаются только случайными ошибками, а систематические или отсутствуют или пренебрегаемо малы.

Накопление случайных ошибок в пределах каждой линии можно выразить формулой

$$m_s = \mu \sqrt{s}, \quad (I.22)$$

где  $\mu$  — коэффициент влияния случайных ошибок измерения;  
 $s$  — средняя длина линии, выраженная в метрах.

В пределах всего хода, имеющего  $n$  сторон, накопление случайных ошибок будет

$$m_t = m_s \sqrt{n}, \quad (I.23)$$

или

$$m_t = \mu \sqrt{sn} = \mu \sqrt{L}.$$

Здесь  $L$  — длина всего хода.

Допустимую величину  $m_t$  выразим через среднюю относительную точность хода; тогда

$$m_t = \frac{L}{T_{cp} \sqrt{2}}. \quad (I.24)$$

Следовательно,

$$\frac{L}{T_{cp} \sqrt{2}} = \mu \sqrt{L},$$

откуда

$$\mu = \frac{\sqrt{L}}{\sqrt{2} T_{cp}}. \quad (I.25)$$

На основании (I.22) и (I.25) можно написать:

$$m_s = \frac{\sqrt{s} \sqrt{L}}{\sqrt{2} T_{cp}} = \frac{\sqrt{Ls}}{\sqrt{2} T_{cp}}, \quad (I.26)$$

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{\sqrt{2} T_{cp}} \sqrt{\frac{L}{s}},$$

или

$$\frac{m_s}{s} = \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{2} T_{cp}}. \quad (I.27)$$

По формуле (I.27) можно рассчитать среднюю квадратическую относительную ошибку, с которой надо измерять линии в теодолитных ходах, если при измерениях преобладает влияние случайных ошибок.

Коэффициент случайного влияния линейных измерений можно подсчитать по формуле

$$\mu = \frac{m_s}{\sqrt{s}}$$

или по формуле (I.25).

На основании подсчетов в каждом конкретном случае можно подобрать соответствующие приборы и методы для измерения линий.

Если для этой цели предполагается применять дальнометры или короткобазисный метод измерения, то, очевидно, надобность в вычислении коэффициента  $\mu$  отпадает; достаточно подсчитать только  $m_s$  и  $\frac{m_s}{s}$  по формулам (I.26) и (I.27).

Если при линейных измерениях наряду со случайными возникают систематические ошибки, то соотношение величин коэффициентов случайных и систематических ошибок можно выразить равенством

$$\lambda = \frac{1}{K} \mu.$$

Величина  $K$  в теодолитных и полигонометрических ходах обычно колеблется в пределах от 30 до 40.

Накопление случайных и систематических ошибок в пределах каждой линии хода определяется выражениями

$$m_s = \mu \sqrt{s},$$

$$\lambda_s = \lambda s,$$

где  $s$  — средняя длина линии, выраженная в метрах.

Отношение этих величин будет

$$\frac{m_s}{\lambda_s} = \frac{\mu \sqrt{s} K}{s \mu} = \frac{K}{\sqrt{s}}.$$

Откуда

$$\lambda_s = \frac{m_s \sqrt{s}}{K}. \quad (I.29)$$

Суммарная ошибка по ходу под влиянием случайных и систематических ошибок определится выражением

$$m_l^2 = m_s^2 n + \lambda_s^2 n^2; \quad (I.30)$$

здесь  $n$  — число линий в ходе.

На основании (I.29) напишем

$$m_l^2 = m_s^2 n + \frac{m_s^2 s}{K^2} n^2,$$

или

$$m_t^2 = m_s^2 \left( n + \frac{sn^2}{K^2} \right) = m_s^2 n \left( 1 + \frac{L}{K^2} \right),$$

откуда

$$m_t = m_s \sqrt{n \left( 1 + \frac{L}{K^2} \right)}.$$

Введем обозначение

$$\sqrt{1 + \frac{L}{K^2}} = Q. \quad (I.34)$$

Тогда

$$m_t = m_s \sqrt{n} Q. \quad (I.32)$$

На основании (I.24) и (I.32) напишем

$$m_s \sqrt{n} Q = \frac{L}{T_{cp} \sqrt{2}}.$$

Откуда

$$m_s = \frac{L}{T_{cp} \sqrt{2} \sqrt{n} Q}, \quad (I.33)$$

или, так как  $L = n \cdot s$ ,

$$m_s = \frac{s \sqrt{n}}{\sqrt{2} T_{cp} Q}. \quad (I.34)$$

В относительной мере

$$\frac{m_s}{s} = \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{2} T_{cp} Q}. \quad (I.35)$$

Коэффициент влияния случайных ошибок можно вычислить по формуле

$$\mu = \frac{m_s}{\sqrt{s}},$$

или, подставив  $\frac{m_s}{\sqrt{s}}$  из (I.35), по формуле

$$\mu = \frac{\sqrt{L}}{\sqrt{2} T_{cp} Q}. \quad (I.36)$$

Величины влияния систематических ошибок в пределах одной линии можно определить по формуле (I.29) или, подставив в нее значение  $m_s$  из (I.33), по формуле

$$\lambda_s = \frac{s \sqrt{L}}{\sqrt{2} T_{cp} Q K}. \quad (I.37)$$

Коэффициент систематического влияния

$$\lambda = \frac{\lambda_s}{s}. \quad (I.38)$$



Применим полученные формулы для расчета точности измерений теодолитных ходов.

Количество сторон в теодолитном ходе примем равным девяти, а знаменатель относительной погрешности хода  $T_{\text{ср}} = 4000$ . Тогда по формуле (I.21) найдем

$$m_{\beta} = \pm 36''.$$

Следовательно, средняя квадратическая ошибка измерения угла в теодолитных ходах должна быть порядка  $\pm 30''$ .

Для расчета точности линейных измерений при наличии только случайных ошибок возьмем ход длиной 400 м со средней длиной стороны 100 м. Тогда по формуле (I.27) получим

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{2800},$$

а по формуле (I.25) найдем

$$\mu = 0,0035.$$

Теперь легко получить  $m_s = 0,035 \text{ м} = 3,5 \text{ см}$ .

Полученная величина для контроля может быть вторично найдена по формуле (I.26).

При  $L = 800$ ,  $s = 100$  и  $n = 8$  соответственно будем иметь

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{2000},$$

$$\mu = 0,005,$$

$$m_s = 5 \text{ см}.$$

При наличии случайных и систематических ошибок для  $L = 800$ ,  $s = 100$ ,  $n = 8$ ,  $K = 30$  по формуле (I.31) получим

$$Q = \sqrt{1,9} = 1,4,$$

а по формуле (I.33)

$$m_s = 0,036 \text{ м} = 3,6 \text{ см}.$$

При этих значениях будем иметь

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{2780},$$

$$\mu = \frac{m_s}{\sqrt{s}} = 0,0036.$$

По формуле (I.37) найдем

$$\lambda_s = 0,012 \text{ м} = 1,2 \text{ см}.$$

Теперь легко по формуле (I.38) найти

$$\lambda = 0,00012.$$

При  $L = 400$ ,  $s = 100$ ,  $n = 4$ ,  $K = 30$  соответственно будем иметь

$$Q = \sqrt{1 + \frac{L}{K^2}} = 1,20,$$

$$m_s = 0,030 \text{ м} = 3,0 \text{ см},$$

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{3300}, \quad \mu = 0,0030,$$

$$\lambda_s = 0,040 \text{ м} = 4,0 \text{ см},$$

$$\lambda = 0,0004.$$

Из расчетов точности измерений в теодолитных ходах следует, что при одинаковой средней длине линии в коротких ходах измерение линий следует производить точнее, чем в длинных ходах.

Рассчитаем требуемую точность измерений в полигонометрии II разряда; при этом, исходя из выводов, полученных в результате расчета точности теодолитных ходов, при расчете точности измерения углов будем исходить из максимальной длины хода, установленной Инструкцией, а при расчетах точности линейных измерений — из длины хода, равной половине максимально допустимой длины.

Для полигонометрии 2 разряда максимальная длина хода  $L_{\max} = 3,0$  км, относительная допустимая невязка  $1 : 5000$ ,  $T_{\text{ср}} = 10\,000$ . Для расчета точности линейных измерений примем  $L_{\text{ср}} = 1500$  м. Если средняя длина линии  $s = 200$  м, то в ходе максимальной длины  $n = 15$ , а в ходе, принятом для расчета точности линейных измерений,  $n = 7$ .

По формуле (I.21) найдем для хода максимальной длины

$$m_{\beta} = \pm 12'', 0.$$

В Инструкции

$$m_{\beta} = \pm 10'', 0.$$

Для случая, когда в линейных измерениях преобладают случайные ошибки, будем иметь:

по формуле (I.26)

$$m_s = 0,039,$$

по формуле (I.27)

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{5100}$$

и по формуле (I.25)

$$\mu = 0,0035.$$

При наличии случайных и систематических ошибок примем  $K = 40$ . Тогда по формуле (I.31) найдем

$$Q = 1,39.$$

По формуле (I.33)

$$m_s = 0,029$$

и соответственно

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{7000},$$
$$\mu = \frac{m_s}{V_s} = 0,021.$$

Кроме того, по формуле (I.37) получим

$$\lambda_s = 0,010,$$

и соответственно найдем

$$\frac{\lambda_s}{s} = \frac{1}{20\,000}.$$

Теперь по формуле (I.38) легко получить

$$\lambda = 0,000050.$$

Современные малые светодальномеры обеспечивают длину измеряемой линии со средней квадратической ошибкой не более  $\pm 20$  мм, независимо от длины измеряемой линии. Следовательно, для измерения линий в ходах полигонометрии 2 разряда могут быть использованы дальномеры СТ-64, ТД-1 и др.

При измерении линий мерными приборами коэффициент влияния случайных ошибок не должен превышать 0,002. Такая точность обеспечивается применением подвесных проволок или рулеток. Она может быть получена и при непосредственном укладывании мерных приборов (лент или рулеток) на земле.

Оптические дальномеры можно использовать только те, которые обеспечивают среднюю относительную точность не ниже 1 : 7000; имеется в виду, что при этом влияние систематических ошибок не превышает 1 : 20 000.

При применении короткобазисного метода систематическая часть ошибки измерения каждой линии не должна превышать 10 мм.

Анализируя и обобщая результаты расчетов, можно сделать следующие выводы:

1. Теодолитные сети удовлетворяют по точности требованиям съемки масштаба 1 : 500 и могут применяться в качестве исходного обоснования на ограниченных по размеру территориях.

2. При многостадийном построении планового обоснования коэффициент  $K$  понижения точности при переходе от более высокой стадии сгущения обоснования к более низкой не следует допускать менее двух. При коэффициенте  $K$  менее двух в процессе уравнивания заметно сказываются ошибки исходных данных, искажающие непосредственно измеренные элементы в уравниваемом построении.

3. Полученная по расчетам и установленная Инструкцией точность измерения углов в теодолитных и полигонометрических ходах приведена в табл. 5. Как видно из табл. 5, они достаточно хорошо согласуются.

Таблица 5

Класс обоснования	Средняя квадратическая ошибка измерения углов в сек	
	по расчетам	по инструкции
Теодолитные ходы . . . . .	$\pm 36$	$\pm 30$
Полигонометрия 2 разряда	$\pm 12,0$	$\pm 10$
» 1 » . . . . .	$\pm 6,2$	$\pm 5$

4. Ввиду того что случайные ошибки линейных измерений накапливаются в ходе пропорционально корню квадратному из количества измеренных линий, каждую линию при большем количестве их в ходе можно измерять менее точно, чем в ходах с меньшим количеством линий. Поэтому требуемую точность измерений линий в теодолитных и полигонометрических ходах надо рассчитывать исходя из длины хода, равной половине максимальной. В этом случае в ходах большей длины получается несколько завышенная против требуемой точность измерений линий и тем самым предусматривается некоторый запас точности.

5. При применении светодальномеров, оптических дальномеров и короткобазисного метода измерений коэффициент влияния случайных ошибок  $\mu$  и коэффициент влияния систематических ошибок  $\lambda$  утрачивают свое значение. В этих случаях для характеристики точности линейных измерений следует применять среднюю случайную ошибку  $m_s$  и среднюю систематическую ошибку  $\lambda_s$  измерения одной линии.

6. При преобладании случайных ошибок измерений каждая линия в различных классах обоснования должна быть измерена с точностью, характеризуемой средними квадратическими ошибками, указанными в табл. 6.

Таблица 6

Класс обоснования	Средняя длина линии в м, $s_{ср}$	Длина хода, принятая при расчетах, в м, $L$	Средняя квадратическая случайная ошибка измерения линии в мм, $m_s$	Средняя относительная ошибка измерения линии, $\frac{m_s}{s}$
Теодолитные ходы . . . . .	100	400	35	1 : 2800
Полигонометрия 2 разряда	200	1500	39	1 : 5100
» 1 » . . . . .	350	2500	33	1 : 11 000

7. Малые светодальномеры обеспечивают требуемую точность измерения линий во всех разрядах полигонометрии.

8. Если в результатах измерений линий имеются случайные и систематические ошибки, то требуемая точность измерения каждой

линии в ходе характеризуется средними случайными и систематическими ошибками, приведенными в табл. 7.

Таблица 7

Класс обоснования	Средняя длина линии $s_{\text{ср}}$ в м	Длина хода $L$ , принятая при расчетах, в м	Отношение коэффициентов влияния случайных и сис- тематических ошибок $\mu/\lambda$	Средняя случайная ошиб- ка измерений линии $m_s$ в мм	Относительная случайная ошибка измерений линии $\frac{m_s}{s_{\text{ср}}}$	Средняя систематическая ошибка измерений линии в мм $\lambda_s$	Относительная системати- ческая ошибка измерения линии $\lambda_{\text{ср}}/s_{\text{ср}}$
Теодолитные ходы	100	400	30	30	1 : 3300	10	1 : 10 000
Полигонометрия 2 разряда . . . .	200	1500	40	29	1 : 7000	10	1 : 20 000
То же, 1 разряда	350	2500	40	20	1 : 17 000	10	1 : 35 000

9. Коэффициенты влияния случайных и систематических ошибок в теодолитных ходах и различных разрядах полигонометрии, характеризующие требуемую точность измерения линий мерными приборами, приведены в табл. 8.

Таблица 8

Класс обоснования	При наличии только случайных ошибок $\mu$	При наличии случайных и систематических ошибок	
		$\mu$	$\lambda$
Теодолитные ходы	0,0035	0,0030	0,000100
Полигонометрия 2 разряда	0,0028	0,0021	0,000050
» 1 »	0,0030	0,0011	0,000028

## Г л а в а II

### ОСОБЕННОСТИ ПОСТРОЕНИЯ ОСНОВНЫХ СЕТЕЙ ПЛАНОВОГО ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ НА ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЯХ

#### § 5. Факторы, вызывающие особенности построения государственных геодезических сетей на городских территориях

Средние квадратические ошибки измерения углов и расстояний в государственных геодезических сетях соответствующих классов установлены одинаковыми для сетей, прокладываемых в полевых условиях и на городских территориях. Однако условия выполнения измерений на городских территориях менее благоприятны, чем на незастроенных территориях, поэтому значительно труднее получить установленные средние квадратические ошибки в результате измерения на городских территориях по следующим обстоятельствам.

1. Стороны государственных геодезических сетей на городских территориях короче, поэтому ошибки определения элементов центрировок и редуций больше влияют на результаты измерения.

2. Часть пунктов закрепляют на крышах высоких зданий, а часть, расположенная на незастроенных территориях, — непосредственно на поверхности земли. При коротких сторонах появляются значительные наклоны визирных лучей, которые увеличивают влияние инструментальных ошибок.

3. Каменная застройка, перемежающаяся с зелеными массивами, а также тепло, выделяемое фабрично-заводскими трубами, способствуют образованию над городом микроклимата с быстро изменяющимися температурными полями, которые вызывают искривление визирных лучей и ухудшают результаты наблюдений.

4. Наличие общей освещенности над городом и большого количества светящихся точек различного назначения затрудняет измерения в ночное время и понижает точность результатов измерений.

#### § 6. Схемы и методы построения основных геодезических сетей

Если к моменту предстоящей съемки на городской территории или в прилежащих к ней районах имеются пункты государственной геодезической сети 2 и 3 классов, то дальнейшее сгущение осуществляется путем вставок жестких систем или отдельных пунктов 4 класса. При отсутствии на территории города пунктов

государственной сети 2 и 3 классов строят самостоятельную свободную сеть с таким расчетом, чтобы в дальнейшем можно было эту сеть включить в государственную сеть.

Свободная сеть может быть развита методами триангуляции, полигонометрии, трилатерации и их сочетаниями.

В качестве типовой можно рекомендовать сеть в виде центральной шестиугольной системы с диагональными направлениями, которые образуют три смежных геодезических четырехугольника (рис. 3).

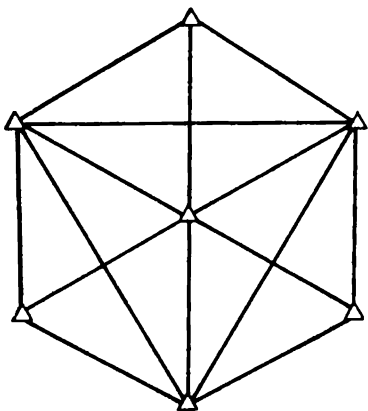


Рис. 3

На больших территориях сеть может состоять из двух и трех смежных центральных систем.

При построении свободных сетей не следует увлекаться диагональными направлениями, так как они увеличивают жесткость сети и повышают вес определения положения пунктов лишь при небольшой их длине и благоприятных условиях наблюдений, а также если при этом образуются треугольники с небольшими ошибками геометрической связи.

Рассмотрим, какой из методов построения исходной свободной сети на городской территории наиболее предпочтителен.

На точность определения координат пунктов опорной сети методом триангуляции влияет действие боковой рефракции. Установлено [57], что влияние боковой рефракции при длине визирного луча 5,2 км, проходящего над крышами зданий г. Москвы, достигает 3". Максимальные искривления направлений в городской триангуляции под действием рефракции происходят в летние дни; особенно велики они при безветрии в ясную и жаркую погоду. В триангуляции г. Баку в направлении, проходящем вдоль берега Каспийского моря, была обнаружена боковая рефракция, достигающая 10".






Для ослабления влияния рефракции рекомендуется выполнять измерения в разное время суток, когда величина боковой рефракции имеет разные знаки. Однако при этом не всегда удается ослабить влияние боковой рефракции.

Трилатерация в основном свободна от влияния боковой рефракции, однако она имеет другие недостатки: число избыточных измерений в трилатерации при той же форме сети значительно меньше, чем в триангуляции.

Количество условий, возникающих в различных схемах сетей при построении их методом триангуляции и трилатерации, приведено в табл. 9.

В процессе измерений существенное значение имеет проверка

Таблица 9

Схема сети	Количество условных уравнений при построении методом	
	триангуляции (при уравнивании по направлениям)	трилатерации
	1	Нет
	3	Нет
	4	1
	7	1
	13	4

качества полученных результатов, выполняемая по невязкам, возникающим при наличии избыточных измерений. В этом отношении триангуляция имеет преимущество перед трилатерацией.

Этот недостаток трилатерации в некоторой мере можно уменьшить путем введения дополнительных диагоналей, но это ведет к усложнению схемы и увеличению объема работ при полевых измерениях и камеральной обработке.

Трилатерация имеет и другое отрицательное свойство, заключающееся в том, что величины углов по измеренным сторонам определяются неравномерно. Чем острее угол в треугольнике, тем с большей точностью он определяется по измеренным сторонам.

В диапазоне длин сторон, включаемых в схемы построения обоснования на городских территориях, можно принять, что все стороны определяются с одинаковой абсолютной ошибкой. В этом случае в треугольнике с углами  $\alpha = 90^\circ$ ;  $\beta = 60^\circ$  и  $\gamma = 30^\circ$  ошибки



углов, вычисленных по измеренным сторонам выражаются следующими приближенными формулами:

$$m_{\alpha} = 2,9\rho \frac{m_a}{a},$$

$$m_{\beta} = 2,4\rho \frac{m_b}{b},$$

$$m_{\gamma} = 0,6\rho \frac{m_c}{c}.$$

В равностороннем треугольнике:

$$m_{\alpha} = m_{\beta} = m_{\gamma} = 1,4\rho \frac{m_s}{s}.$$

Кроме того, следует обратить внимание на то обстоятельство, что точность светодальномерных измерений на городских территориях несколько ниже, чем в полевой обстановке. На их точность, помимо инструментальных ошибок, влияют ошибки определения температуры, давления и влажности вдоль измеряемой линии.

XII Генеральная ассамблея Международного Геодезического и Географического Союза, проходившая в 1960 г., рекомендовала для вычисления показателя преломления воздуха для световых волн эмпирическую зависимость, выражаемую формулой Сирса и Барреллен

$$(n-1) 10^6 = 110,8 \frac{p}{T} - 15,2 \frac{e}{T}, \quad (\text{II.1})$$

где  $T$  — температура воздуха в  $^{\circ}\text{K}$ ; ( $t = T - 273^{\circ}$ , где  $t$  — температура в  $^{\circ}\text{C}$ );

$p$  — атмосферное давление в мм рт. ст.;

$e$  — давление водяных паров в мм рт. ст.;

$n$  — групповой показатель преломления для стандартного воздуха ( $p = 760$  мм рт. ст.;  $t = 20^{\circ}\text{C}$  и  $e = 0$  мм рт. ст.).

Значения частных производных формулы (II.1) для средних значений метеорологических факторов ( $t = 20^{\circ}\text{C}$ ;  $p = 760$  мм рт. ст.;  $e = 100$  мм рт. ст.) будут:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial (n-1)}{\partial t} &= -1,03 \cdot 10^{-6} \\ \frac{\partial (n-1)}{\partial p} &= 0,38 \cdot 10^{-6} \\ \frac{\partial (n-1)}{\partial e} &= -0,053 \cdot 10^{-6} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{II.2})$$

Поэтому можно написать:

$$\left. \begin{aligned} m_{st} &= \frac{1,03 \Delta t}{10^6} S \\ m_{sp} &= \frac{0,4 \Delta p}{10^6} S \\ m_{se} &= \frac{0,05 \Delta e}{10^6} S \end{aligned} \right\}. \quad (\text{II.3})$$

Из приведенных данных следует, что наиболее существенно влияет на точность измерения расстояний недостаточно точный учет температуры.

Требуется знать среднее интегральное значение температуры воздуха на всем протяжении прохождения светового луча, определяемое формулой

$$t_{\text{cp}} = \frac{1}{s} \int_0^s t(x) dx.$$

Определить среднеинтегральное значение температуры для светового луча, проходящего над крышами зданий разной высоты и перемежающимися зелеными массивами, довольно трудно.

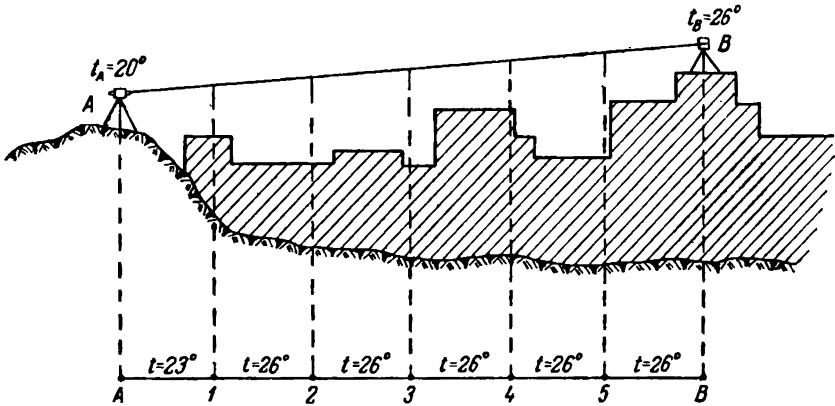


Рис. 4

Установлено [37], что температура воздуха в городе в вечерние часы хороших летних дней отличается от температуры воздуха окрестностей города до 5° и более.

Обычно для вычисления поправок в результаты светодальномерных измерений принимается средняя температура, измеренная у приемо-передатчика и отражателя. Такой метод учета температуры над городской территорией может дать существенные ошибки.

Предположим, что приемо-передатчик расположен в точке А (рис. 4) за пределами застройки, а отражатель помещается на застроенной территории в точке В. Температура в точке А = +20°, а в точке В = 26° С, тогда

$$t_{\text{cp}} = \frac{t_A + t_B}{2} = \frac{20^\circ + 26^\circ}{2} = 23^\circ.$$

Разобьем длину светового луча на шесть равных отрезков. В этом случае точки 1, 2, 3, 4 и 5 будут расположены над застройкой. Если

положить  $t_1 = t_2 = t_3 = t_4 = t_5 = 26^\circ$ , а температуру воздуха над незастроенной территорией считать плавно изменяющейся, то

$$T_{\text{ср}} = \frac{23^\circ + 5 \cdot 26^\circ}{6} = 25^\circ,5.$$

Следовательно, в этом случае ошибка в определении среднеинтегральной температуры будет равна  $2^\circ,5$ . Это даст ошибку в измеренном расстоянии

$$\frac{m_s}{S} = 1,03 \cdot 10^{-6} \cdot 2,5 = \frac{1}{380\,000}.$$

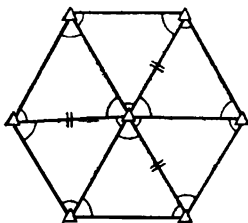
Ошибка в определении интегральной температуры может достигать  $5^\circ \text{C}$ , что дает ошибку в определении измеряемого расстояния

$$\frac{m_s}{S} = 1,03 \cdot 5 \cdot 10^{-6} = 1 : 200\,000.$$

В этом случае ошибка определения угла в равностороннем треугольнике

$$m_\alpha = 1,4\rho \frac{1}{200\,000} \approx 1'',5.$$

Такая погрешность в трилатерации соизмерима с ошибками измерения углов в триангуляции 4 класса. Поэтому может оказаться, что введение допслытельных диагоналей, по которым будут измерены расстояния, не даст увеличения точности определения координат пунктов сети.



= Измеренные стороны

△ Измеренные углы

Рис. 5

Полигонометрическая сеть обладает меньшей жесткостью построения, чем триангуляция с такими же длинами сторон. При небольшом числе линий в ходах между узловыми пунктами точность определения координат этих пунктов и азимутов узловых направлений близка к точности координат пунктов и азимутов сторон в сети триангуляции. Практически с той же точностью, что и в сети триангуляции, в полигонометрии определяются длины всех сторон. Однако азимуты линий

и координаты пунктов, расположенных внутри полигонометрических ходов, определяются менее точно. Это делает полигонометрию менее пригодной, чем триангуляцию для создания исходной основы в городах, где требуется построение государственной сети.

Менее точно, чем в триангуляции, при той же относительной ошибке измерений (для расстояний —  $\frac{m_s}{s}$ , для углов —  $\frac{m_\alpha}{\rho}$ ) и одинаковой схеме построения определяются азимуты сторон в трилатерации.

Наиболее целесообразно измерение в сети треугольников углов и сторон. В этом случае в наибольшей мере будет ослаблено влияние

боковой рефракции и появится возможность надежно проконтролировать результаты измерений, а также наибольшей будет точность получения всех элементов сети после ее уравнивания.

Расположение измеренных сторон в сети целесообразно намечать так, чтобы в каждом треугольнике была измерена одна сторона, как показано на рис. 5.

## § 7. Рекогносцировка и закрепление пунктов

При рекогносцировке триангуляций на городских незастроенных территориях применяются такие же методы, как при рекогносцировке государственных триангуляций. Однако процесс рекогносцировки значительно проще, так как длины сторон короче, а наличие высоких зданий на застроенных территориях в значительной мере облегчает рекогносцировку.

Центры триангуляционных пунктов закрепляются в зависимости от физико-географических условий различными типами центров, которые утверждены Главным управлением геодезии и картографии при Совете Министров СССР 30 июля 1970 г. в качестве обязательных для всех ведомств и учреждений СССР.

Утвержденные типы центров опубликованы в специальном выпуске под названием «Центры геодезических пунктов для территорий городов, поселков и промышленных площадок» (М., «Недра», 1972 г.).

Согласно инструкции о построении Государственной геодезической сети СССР [11] триангуляция 2, 3 и 4 классов может быть заменена полигонометрией соответствующего класса, а потому для закрепления пунктов триангуляции, трилатерации и полигонометрии рекомендованы общие типы.

Тип центра для закрепления пунктов триангуляции, полигонометрии и трилатерации, расположенных на незастроенных и застроенных территориях в районах неглубокого (до 1,5 м) промерзания грунта, представлен на рис. 6, а.

В сельских населенных пунктах, в лесопарковой защитной зоне и других местах, где не предполагается строительство, разрешается закладывать центры, выступающие над поверхностью земли в виде отрезка рельса, как это показано на рис. 6, а.

Тип центра, закладываемого в твердых неразрушенных грунтах, приведен на рис. 6, б.

В районах сезонного промерзания грунта для закрепления центров триангуляции и полигонометрии утверждены типы центров 5 г. р. и 6 г. р., показанные на рис. 6, в и 6, г.

Конструкция чугунного предохранительного колпака представлена на рис. 6, д.

Для обеспечения большей сохранности центров триангуляции и облегчения их отыскания на незастроенных территориях производится внешнее оформление мест расположения пунктов, которое представлено на рис. 6, е.

В местах, где установка опознавательного столба невозможна или нежелательна, наружное оформление осуществляется с применением железобетонной плиты с крышкой, как это показано на рис. 6, ж.

Центры знаков, как правило, фиксируют просверленными отверстиями диаметром 2 мм и глубиной не менее 5 мм в специальных закладных деталях или на металлических пластинах, которые расчеканивают медью.

Закладные детали и пластины желательно изготовлять из нержавеющей стали.

В непосредственной близости от закрепленного центра триангуляции на устойчивых местных предметах долговременной сохранности или на опознавательных столбах прикрепляют специальные металлические пластины с охранной надписью и трафареты с номером геодезического пункта, как это показано на рис. 6, з.

Над триангуляционными пунктами устанавливают простые трех- или четырехгранные пирамиды преимущественно металлические.

В лесных районах применяют простые и сложные деревянные или металлические сигналы постоянной или разборной конструкции. Однако высокие сигналы на городских территориях не следует применять; их можно допустить только при значительных длинах сторон

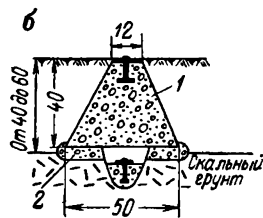
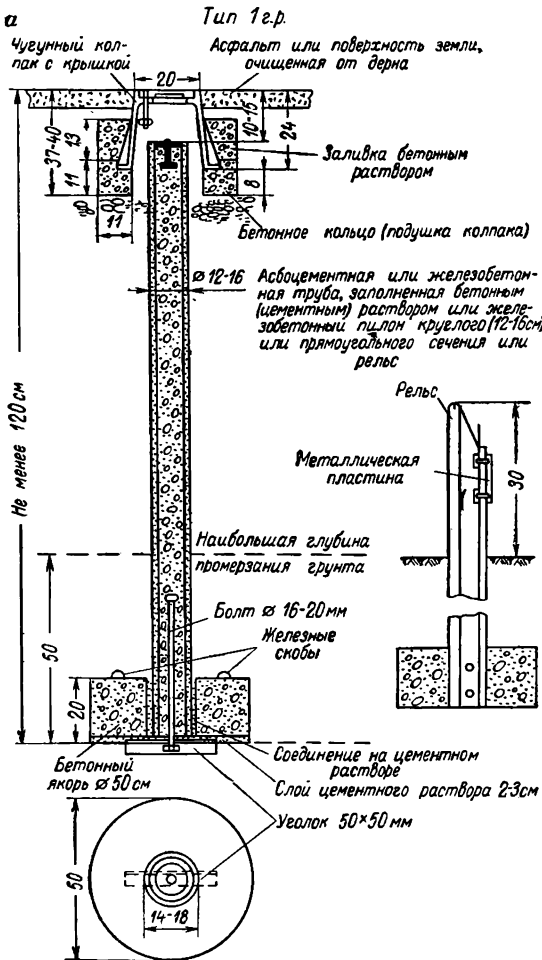


Рис. 6

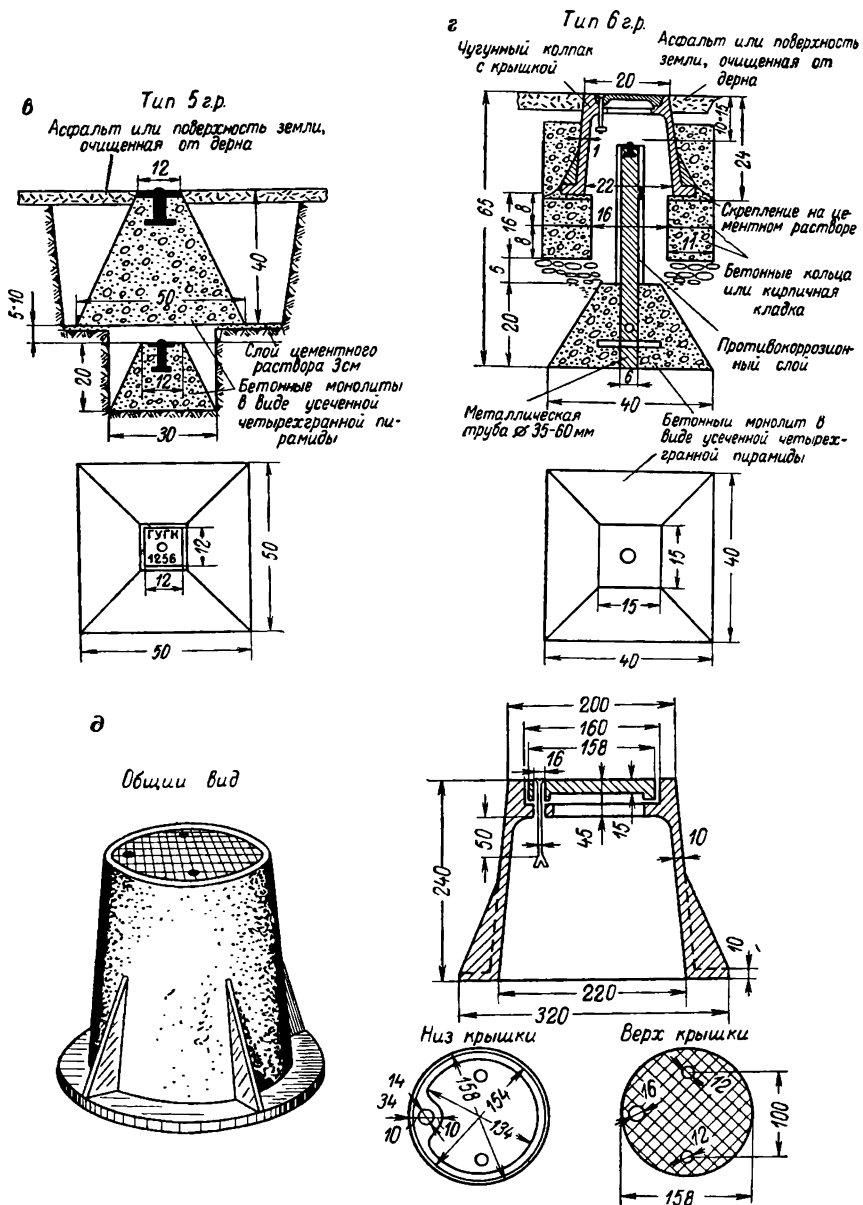


Рис. 6

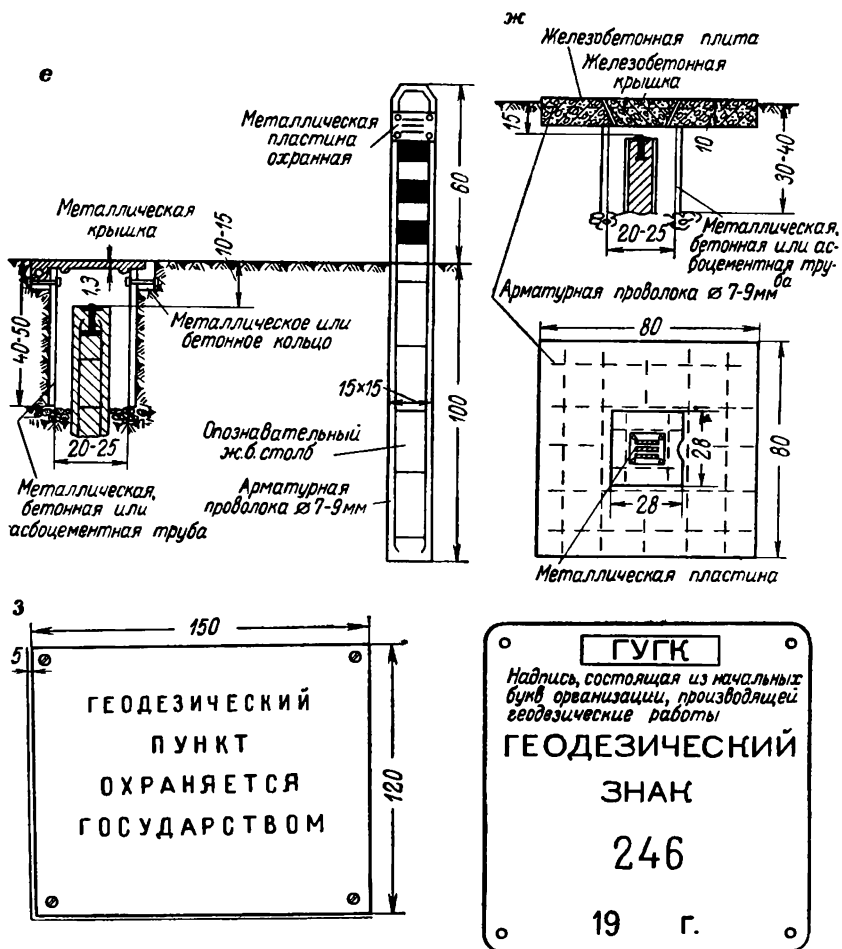


Рис. 6

триангуляции. Сигналы рекомендуется строить четырехгранными, так как они более устойчивы, чем трехгранные.

В застроенной территории центры триангуляционных пунктов закрепляют на крышах высоких каменных зданий. Центром знака служит марка, заложённая в верхней грани столба высотой 1,2—1,5 м с поперечным сечением 50 × 50 см (2 кирпича). Столб опирается на капитальную стену. В основании столба закрепляют вторую (скрытую) марку. Для наблюдателя сооружают специальную площадку деревянной или металлической конструкции. К столбу прикрепляют пирамиду с визирным цилиндром. Для наблюдений теодолит устанавливают непосредственно на столб, предварительно для этого пирамиду с визирным цилиндром снимают. Общий вид

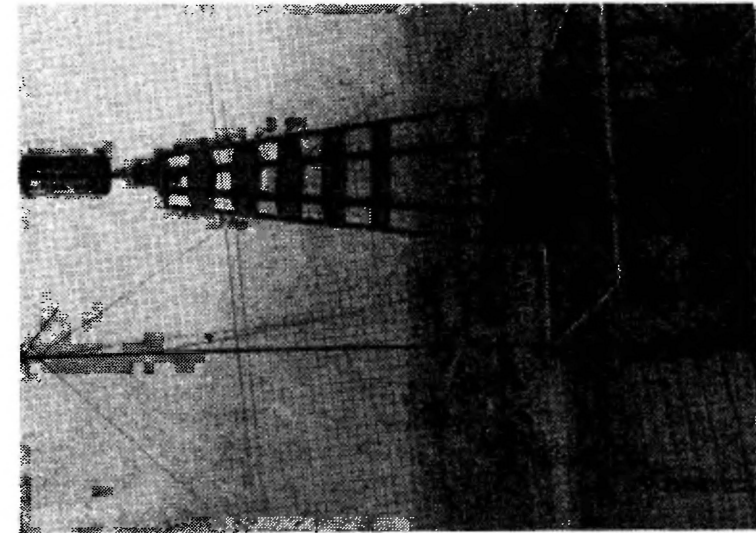


Рис. 7

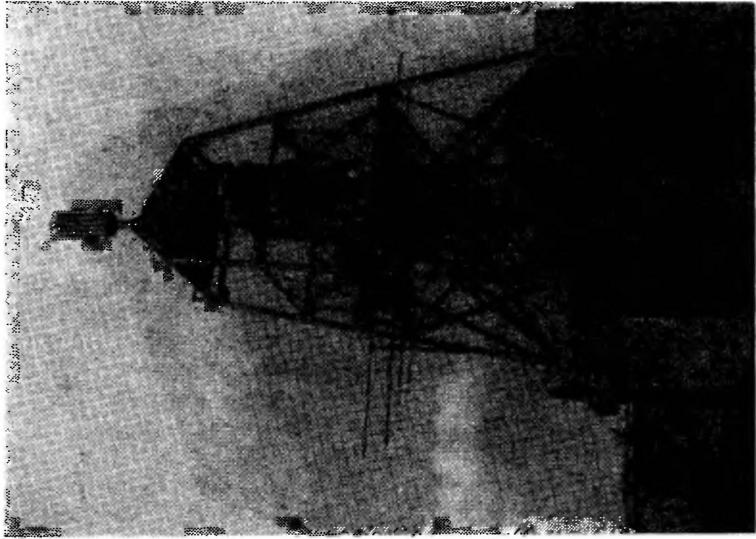


Рис. 8



триангуляционного пункта, закрепленного на крыше здания, показан на рис. 7. Такое закрепление триангуляционного пункта принято называть надстройкой I типа.

Конструкция крепления визирного цилиндра к пирамиде позволяет перемещать его и центрировать над центром пункта. Это исключает введение в результаты наблюдений поправок за редукцию.

На рис. 8 изображен сигнал, построенный на площадке башни, возвышающейся над крышей высокого здания. Такой вид триангуляционных пунктов называют надстройками II типа.

Важное значение при наблюдениях триангуляции имеет ошибка визирования, которая зависит во многом от отношения видимой ширины биссектора сетки нитей к объектам визирования.

В триангуляциях, развиваемых на городских территориях, расстояния до наблюдаемых пунктов сильно колеблются. Поэтому диаметр болванки или ширину цитовой марки визирования следует рассчитывать после составления проекта сети и его рекогносцировки в натуре, исходя из минимальной длины визирного луча  $S_{min}$  в данном классе триангуляции. Для минимального расстояния, предусмотренного проектом, можно принять диаметр или ширину плоской визирной цели, равный  $9/10$  видимой части биссектора, и для расчета применить формулу

$$d = 0,9 \frac{\tau}{\rho} S_{min} \quad (II.4)$$

где  $d$  — диаметр болванки или ширина цитовой цели визирования;  
 $\tau$  — угловая величина биссектора.

Размеры диаметров  $d$  визирных цилиндров для триангуляций на городских территориях можно рекомендовать для расстояний:

более 5 км	— 0,45 м
от 2 до 4 »	— 0,30 »
менее 2 »	— 0,20 »

Высоту визирной цели  $l$  желательно иметь не менее  $1,5d$ , а для малых диаметров можно ее увеличить до  $3,0d$ .

## § 8. Оценка проектов государственных геодезических сетей на городских территориях

В государственной геодезической сети длины сторон определяют с относительными средними квадратическими ошибками  $1 : 300\,000$ ,  $1 : 120\,000$ ,  $1 : 50\,000$  соответственно для 2, 3 и 4 классов.

Однако эта точность обеспечивается только в том случае, когда влияние ошибок исходных данных невелико и при уравнивании поправки в измеренные углы не превосходят предельной ошибки их измерения.

В сплошных сетях триангуляции уравниваемые элементы равноточны [39], а средние квадратические ошибки длины диагонали (относительные) между двумя пунктами 2 класса не превышают

1 : 350 000. Средние квадратические ошибки направления диагонали находятся в пределах  $\pm 0,3-0'',6$ .

Полная ошибка смещения конца любой диагонали не выходит за пределы 1 : 220 000 длины диагонали. В сплошных сетях пункты по взаимному расположению определяют значительно точнее, чем в рядах триангуляции. Однако это не относится к треугольникам сплошных сетей, примыкающим к пунктам более высокого класса, где ошибки исходных данных могут внести заметные искажения.

Точность определения пунктов государственной сети 2 и 3 классов удовлетворяет требованиям, предъявляемым к точности построения геодезического обоснования для крупномасштабных съемок, только при условии, что при уравнивании государственных сетей в районе крупномасштабных съемок нет заметного влияния ошибок исходных данных. Поэтому полезно перед использованием координат пунктов государственной триангуляции в качестве исходных (для последующего сгущения их) получить необходимые сведения о точности определения координат пунктов, принимаемых в качестве исходных.

При построении свободных триангуляционных сетей после рекогносцировки и составления окончательного проекта сети необходимо произвести оценку точности, в результате которой следует подсчитать среднюю квадратическую ожидаемую ошибку определения взаимного расположения двух смежных пунктов в самом слабом месте сети.

В сети триангуляции (рис. 9) слабо определяемой будет сторона *ЕН*, наиболее далеко отстоящая от исходных сторон. Надежные результаты дает строгая оценка сети. Для этого по данным рекогносцировки в масштабе 1 : 5000 или 1 : 10 000 составляют схему сети, по которой транспортиром измеряют углы в треугольниках. Затем составляют условные уравнения, возникающие в сети триангуляции, к которым добавляют выражения весовых функций оцениваемых элементов (поправок этих элементов через поправки измеренных величин).

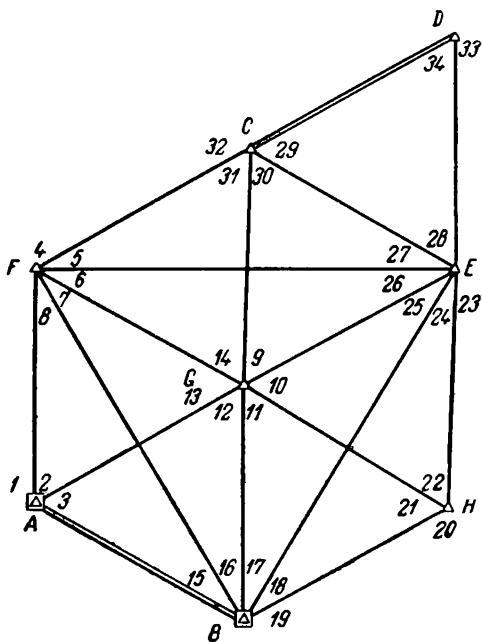


Рис. 9

Пункты  $A$  и  $B$  — исходные, сторона  $CD$  — выходная сторона базисной сети; при уравнивании по направлениям возникает 15 условных уравнений, из которых 10 — условий фигур, 4 — условия полюсов и 1 — условие базисов. Для получения ожидаемых средних квадратических ошибок определения длины и дирекционного угла стороны  $EH$  к условным уравнениям следует добавить выраженные весовых функций этих величин.

Пользуясь углами треугольников  $GBA$ ,  $HBG$  и  $EHG$  и длиной выходной стороны  $AB$ , можно написать для длины стороны  $EH$

$$EH = \frac{AB \sin(3-2) \sin(19-17) \sin(11-10)}{\sin(13-12) \sin(21-20) \sin(25-23)}.$$

Следовательно, весовая функция для длины стороны  $EH$  будет

$$F_{lg EH} = \Delta_{3-2}(3) - \Delta_{3-2}(2) - \Delta_{13-12}(13) + \Delta_{13-12}(12) + \\ + \Delta_{19-17}(19) - \Delta_{19-17}(17) - \Delta_{21-20}(21) + \Delta_{21-20}(20) + \\ + \Delta_{11-10}(11) - \Delta_{11-10}(10) - \Delta_{25-23}(25) + \Delta_{25-23}(23),$$

где  $\Delta_{i-k}$  — изменение логарифма синуса угла, полученного как разность направлений  $i$  и  $k$ , с изменением этого угла на  $1''$ ;

(2), (3) и т. д. — поправки в соответствующие направления.

Весовая функция для дирекционного угла стороны  $EH$  будет

$$F_{\alpha} = (19) - (15) + (22) - (20).$$

Выражения для весовых функций присоединяют к условным уравнениям сети и решают совместно по способу наименьших квадратов. В результате по формуле

$$\frac{1}{P_F} = [ff] - \frac{[af]^2}{[aa]} - \frac{[bf1]^2}{[bb1]} - \frac{[cf2]^2}{[cc2]} \quad (\text{II.5})$$

определяют обратные веса искомых функций.

Вычисление средней квадратической ошибки весовой функции можно значительно упростить, применяя двухгрупповой способ уравнивания.

Уравнение весовой функции в этом случае следует включить последним во вторую группу условных уравнений.

Коэффициенты при неизвестных для второй группы можно преобразовать по способу Крюгера — Урмаева или по способу Ларина.

Средние квадратические ошибки функции после этого вычисляют по формуле

$$m_F = \mu \sqrt{\frac{1}{P_F}}, \quad (\text{II.6})$$

где  $\mu$  — средняя квадратическая ошибка единицы веса, равная ошибке измеренного угла или направления в зависимости от того, как уравнивалась сеть (по углам или направлениям).

Средние квадратические ошибки угла и направления при оценке проектов триангуляции следует принять:

для сети 3 класса  $m_{уг} = \pm 1''{,}5$ ,  $m_{напр} = \pm 1''{,}1$

для сети 4 класса  $m_{уг} = \pm 2''{,}0$ ,  $m_{напр} = \pm 1''{,}4$ .

Строгая оценка проекта требует больших вычислений, поэтому часто применяют упрощенные приемы, которые для свободных сетей дают приемлемые результаты.

Рассмотрим триангуляционную сеть с одним базисом (рис. 10). Наиболее слабо определяется сторона  $DE$ . Длину этой стороны от базиса  $AB$  можно получить дважды: по ряду I, состоящему из треугольников  $GBA$ ,  $CGA$ ,  $DGC$  и  $EGD$ , и по ряду II — через треугольники  $GBA$ ,  $HBG$ ,  $EHG$  и  $DEG$ .

Если среднюю квадратическую ошибку определения длины стороны  $DE$ , полученную по ряду I, обозначим через  $M_I$ , а по ряду II — через  $M_{II}$ , то веса этих определений

$$P_I = \frac{\mu^2}{M_I^2}, \quad P_{II} = \frac{\mu^2}{M_{II}^2},$$

где  $\mu$  — средняя квадратическая ошибка единицы веса.

Результативный вес определения длины стороны

$$P = P_I + P_{II} = \frac{\mu^2}{M_I^2} + \frac{\mu^2}{M_{II}^2} = \mu^2 \frac{M_I^2 + M_{II}^2}{M_I^2 \cdot M_{II}^2}, \quad (II.7)$$

а средняя квадратическая ошибка длины стороны  $DE$

$$M^2 = \frac{\mu^2}{P} = \frac{M_I^2 \cdot M_{II}^2}{M_I^2 + M_{II}^2}. \quad (II.8)$$

Для простоты вычисления весов обычно выбирают  $\mu = 1$ , учитывая возможность произвольного установления ее величины.

Средние квадратические ожидаемые ошибки определения логарифма стороны  $DE$  можно подсчитать по известным в геодезии формулам:

а) при уравнивании по направлениям

$$M_{lg s}^2 = \frac{m_{напр}^2}{P_{lg s}} = \frac{4}{3} m_{напр}^2 \sum_1^n (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B) = \frac{4}{3} m_{напр}^2 \sum_1^n R, \quad (II.9)$$

где  $\delta_A$  и  $\delta_B$  — переменные логарифмов синусов связующих углов  $A$  и  $B$  треугольников при изменении их на одну секунду;

$m_{напр}$  — средняя квадратическая ошибка направления;

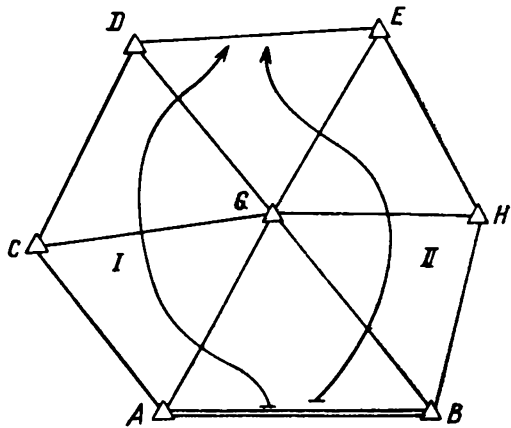


Рис. 10

б) при уравнивании по углам

$$M_{lg s}^2 = \frac{m_{уг}^2}{p_{lg s}} = \frac{2}{3} m_{уг}^2 \sum_1^n (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B) = \frac{2}{3} m_{уг}^2 \sum_1^n R, \quad (\text{II.10})$$

где  $m_{уг}$  — средняя квадратическая ошибка измерения угла.

Величины  $R$  в единицах шестого знака логарифмов даны в табл.10.

Таблица 10

Связующий угол, В°	Связующий угол, А°																					
	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135	
35	27	23	20	18	16	14	13	12	11	10	10	9	9	8	8	7	7	7	7	7	7	7
40	23	19	16	14	12	11	10	9	8	7	7	6	6	5	5	4	4	4	4	4	4	4
45	20	16	13	11	10	9	8	7	6	5	5	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3
50	18	14	11	9	8	7	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
55	16	12	10	8	7	5	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
60	14	11	9	7	6	4	4	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
65	13	10	7	6	5	4	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
70	12	9	7	5	4	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
75	11	8	6	4	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
80	10	7	5	4	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
85	10	6	4	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
90	9	6	4	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
95	9	6	4	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
100	8	6	4	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
105	8	5	4	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
110	7	5	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
115	7	5	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
120	7	5	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
125	7	5	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
130	7	5	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
135	7	5	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Переход от ошибки определения логарифма стороны к относительной ошибке осуществляется по формуле

$$\frac{M_s}{S} = \frac{M_{lg s}}{M10^k}, \quad (\text{II.11})$$

где  $M = 0,4343$  — модуль десятичных логарифмов;

$k$  — порядковый номер знака логарифма, в единицах которого выражены  $\delta$ .

Так как  $\frac{1}{M} = 2,3$ , то формуле (II.11) можно придать вид

$$\frac{M_s}{S} = \frac{2,3M_{lg s}}{10^k}. \quad (\text{II.12})$$

Для предвычисления средней квадратической ошибки определения дирекционного угла стороны  $DE$  по каждому из рядов следует применять формулы:

а) при уравнивании по направлениям

$$\frac{1}{P_{\alpha}} = \frac{4}{3} n; M_{\alpha}^2 = \frac{m_{\text{напр}}^2}{P_{\alpha}} = \frac{4}{3} m_{\text{напр}}^2 n, \quad (\text{II.13})$$

б) при уравнивании по углам

$$\frac{1}{P_{\alpha}} = \frac{2}{3} n; M_{\alpha}^2 = \frac{m_{\text{уг}}^2}{P_{\alpha}} = \frac{2}{3} m_{\text{уг}}^2 n, \quad (\text{II.14})$$

где  $n$  — количество треугольников.

Результативная ошибка будет вычисляться по формуле (II.8).

Если триангуляционная сеть проложена в виде ряда с диагональными направлениями (рис.11), то для приближенной оценки можно применить формулы обратного эквивалентного веса, предложенные проф. А. И. Дурневым [6].

Для этого следует упростить сеть путем исключения некоторых диагоналей, без которых оставшаяся сеть будет состоять из треугольников, по форме наиболее приближающихся к равносторонним, или из треугольников, у которых связующие углы дают наименьшую погрешность геометрической связи, т. е. наименьшие значения  $R$ .

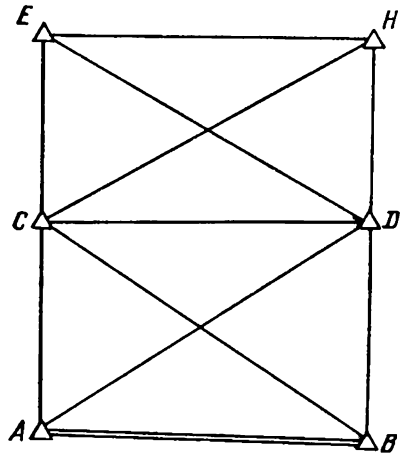


Рис. 11

Определяемых пунктов в упрощенной сети должно остаться столько же, сколько их в запроектированной сети с дополнительными диагоналями.

Среднюю квадратическую ошибку определения логарифма и дирекционного угла стороны  $EH$  можно подсчитать по формулам:

а) при уравнивании по направлениям

$$\left. \begin{aligned} M_{lg s}^2 &= \frac{m_{\text{напр}}^2}{P_{lg s}} = \frac{4}{3} m_{\text{напр}}^2 \frac{K(N-S)}{N(K-r)} \sum_1^n R \\ M_{\alpha}^2 &= \frac{m_{\text{напр}}^2}{P_{\alpha}} = \frac{4}{3} m_{\text{напр}}^2 \frac{K(N-S)}{N(K-r)} n \end{aligned} \right\}, \quad (\text{II.15})$$

б) при уравнивании по углам

$$\left. \begin{aligned} M_{\text{lg } s}^2 &= \frac{m_{\text{уг}}^2}{p_{\text{lg } s}} = \frac{2}{3} m_{\text{уг}}^2 \frac{K(N-S)}{N(K-r)} \sum_1^n R \\ M_{\alpha}^2 &= \frac{m_{\text{уг}}^2}{p_{\alpha}} = \frac{2}{3} m_{\text{уг}}^2 \frac{K(N-S)}{N(K-r)} n \end{aligned} \right\}, \quad (\text{II.16})$$

где  $N$  — число всех измеренных величин (направлений или углов);  
 $K$  — число измеренных величин в упрощенной сети;  
 $S$  — число избыточных измерений (число условий) в сети;  
 $r$  — число избыточных измерений в упрощенной сети;  
 $n$  — число фигур в упрощенной сети.

Для сети, изображенной на рис. 11, при уравнивании по направлениям имеем:

$$N = 22, \quad K = 18, \quad S = 8, \quad r = 4, \quad n = 4,$$

тогда

$$M_{\text{lg } EH}^2 = \frac{4}{3} m_{\text{напр}}^2 \frac{18(22-8)}{22(18-4)} \sum_1^4 R = 1,1 m_{\text{напр}}^2 \sum_1^4 R. \quad (\text{II.17})$$

Если принять, что  $A = 90^\circ$ ,  $B = 45^\circ$ , то каждое  $R = 4$ , а  $\sum_1^4 R = 16$  единицам шестого знака логарифма. При  $m_{\text{уг}} = \pm 1''{,}5$  будем иметь

$$m_{\text{напр}} = \frac{m_{\text{уг}}}{\sqrt{2}} = \pm 1''{,}1.$$

Подставляя эти значения в формулу (II.17), находим

$$M_{\text{lg } EH} = \pm 4,6$$

единицы шестого знака логарифмов.

Теперь по формуле (II.12) легко получить

$$\frac{M_{EH}}{EH} = 2,3 \frac{M_{\text{lg } EH}}{10^6} = \frac{1}{94\,000}.$$

Эта величина получена без учета ошибки исходной стороны  $AB$

$$M_{\alpha_{EH}}^2 = \frac{4}{3} m_{\text{напр}}^2 \frac{18(22-8)}{22(18-4)} 4 = 4,4 m_{\text{напр}}^2.$$

Учитывая, что  $m_{\text{напр}} = 1''{,}1$ , получаем

$$M_{\alpha_{EH}} = \pm 2''{,}3.$$

Среднюю квадратическую ошибку определения взаимного положения пунктов  $E$  и  $H$  можно определить по формуле

$$M_{\text{в. п.}} = \sqrt{m_s^2 + \left(\frac{m_{\text{напр}}}{\rho} S\right)^2}. \quad (\text{II.18})$$

При  $S = 4$  км для нашего случая получим

$$m_s = \frac{4000}{94\,000} = \pm 0,042 \text{ м};$$

$$\frac{m_{\text{напр}}}{\rho} S = \frac{1,1 \cdot 4000}{200\,000} = \pm 0,022 \text{ м.}$$

Следовательно,

$$M_{\text{в. п}} = \pm 0,047 \text{ м.}$$

Относительная ошибка

$$\frac{M_{\text{в. п}}}{S} = \frac{0,047}{4000} = \frac{1}{85\,000}.$$

Эквивалентные формулы обратного веса с некоторым допущением можно применить и для оценки сетей, имеющих два или несколько базисов.

Пункты заполняющих сетей обычно определяют вставкой одиночных пунктов или группы пунктов. В этом случае результаты измерений целесообразно уравнивать по методу посредственных наблюдений.

Для оценки точности определения координат пунктов применяют строгий метод при помощи весовых коэффициентов.

Для оценки точности определения положения одного пункта с пунктов более высокого класса (рис. 12) можно применить формулы [37]:

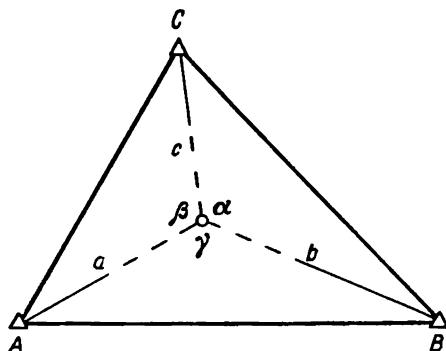


Рис. 12

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{m_{\text{уг}}}{\rho} \sqrt{\frac{a^2 b^2 + a^2 c^2 + b^2 c^2}{a^2 \sin^2 \alpha + b^2 \sin^2 \beta + c^2 \sin^2 \gamma}} \\ m_{\alpha_a} &= m_{\text{уг}} \sqrt{\frac{b^2 \sin^2 \beta + c^2 \sin^2 \gamma}{a^2 \sin^2 \alpha + b^2 \sin^2 \beta + c^2 \sin^2 \gamma}} \\ \frac{m_a}{a} &= \sqrt{\left(\frac{M}{a}\right)^2 - \left(\frac{m_{\alpha}}{\rho}\right)^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.19})$$

Для оценки точности определения положения пункта из треугольника, опирающегося на исходную сторону, можно рекомендовать формулы проф. К. Л. Проворова [37]. Формулы (II.19) не учитывают ошибок исходных данных.

Результаты наблюдений, выполненных для сгущения сети путем вставки группы связанных между собой пунктов, обычно уравнивают методом посредственных измерений. Для строгой оценки проекта вставки группы пунктов применяют метод весовых коэффициентов.



Рассмотрим строгий метод оценки определения положения пунктов 1 и 2, изображенных на рис. 13.

Для уравнивания результатов наблюдений методом посредственных измерений надо написать четыре уравнения вида:

$$\left. \begin{aligned} [aa] \delta x_1 + [ab] \delta y_1 + [ac] \delta x_2 + [ad] \delta y_2 + [al] &= 0 \\ [ab] \delta x_1 + [bb] \delta y_1 + [bc] \delta x_2 + [bd] \delta y_2 + [bl] &= 0 \\ [ac] \delta x_1 + [bc] \delta y_1 + [cc] \delta x_2 + [cd] \delta y_2 + [cl] &= 0 \\ [ad] \delta x_1 + [bd] \delta y_1 + [cd] \delta x_2 + [dd] \delta y_2 + [dl] &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.20})$$

Здесь  $\delta x_1, \delta y_1, \delta x_2$  и  $\delta y_2$  — искомые поправки в предварительные значения координат пунктов 1 и 2.

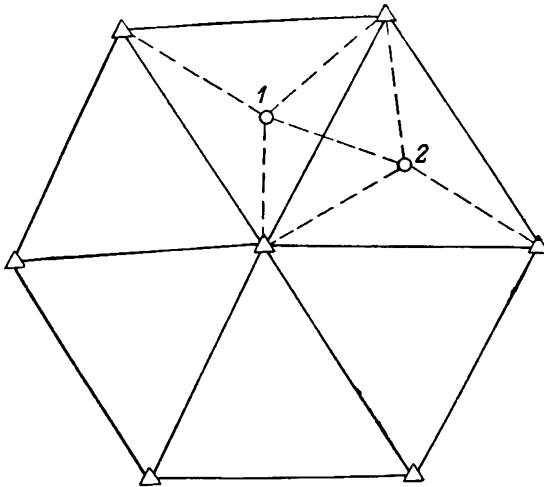


Рис. 13

Коэффициенты  $a$  и  $b$  вычисляются по формулам

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{-\rho \sin \alpha}{S} \\ b &= \frac{\rho \cos \alpha}{S} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.21})$$

Имеются специальные таблицы, составленные по формулам

$$\left. \begin{aligned} (a) &= -\frac{\rho \sin \alpha}{10 \cdot 1000} \\ (b) &= \frac{\rho \cdot \cos \alpha}{10 \cdot 1000} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.22})$$

С использованием этих таблиц коэффициенты  $a$  и  $b$  получим

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{(a)}{S_{\text{км}}} \\ b &= \frac{(b)}{S_{\text{км}}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.23})$$

Для оценки точности определения координаты  $x$  пункта  $I$  надо в системе уравнений (II.20) вместо неизвестных  $\delta x_1$ ,  $\delta y_1$ ,  $\delta x_2$  и  $\delta y_2$  подставить весовые коэффициенты с соответствующими индексами, вместо свободного члена первого уравнения поставить  $-1$ , а во всех трех остальных уравнениях нули.

Получим

$$\left. \begin{aligned} [aa] Q_{1.1} + [ab] Q_{1.2} + [ac] Q_{1.3} + [ad] Q_{1.4} - 1 &= 0 \\ [ab] Q_{1.1} + [bb] Q_{1.2} + [bc] Q_{1.3} + [bd] Q_{1.4} + 0 &= 0 \\ [ac] Q_{1.1} + [bc] Q_{1.2} + [cc] Q_{1.3} + [cd] Q_{1.4} + 0 &= 0 \\ [ad] Q_{1.1} + [bd] Q_{1.2} + [cd] Q_{1.3} + [dd] Q_{1.4} + 0 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.24})$$

Для оценки точности получения остальных неизвестных надо составить еще три группы уравнений, подобных (II.24). Вторая группа будет иметь вид

$$\left. \begin{aligned} [aa] Q_{2.1} + [ab] Q_{2.2} + [ac] Q_{2.3} + [ad] Q_{2.4} + 0 &= 0 \\ [ab] Q_{2.1} + [bb] Q_{2.2} + [bc] Q_{2.3} + [bd] Q_{2.4} - 1 &= 0 \\ [ac] Q_{2.1} + [bc] Q_{2.2} + [cc] Q_{2.3} + [cd] Q_{2.4} + 0 &= 0 \\ [ad] Q_{2.1} + [bd] Q_{2.2} + [cd] Q_{2.3} + [dd] Q_{2.4} + 0 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.25})$$

Нетрудно проследить, что в том уравнении, где при квадратичном коэффициенте первая и вторая цифры индекса у величины  $Q$  одинаковы, свободный член принимается равным единице с минусом, а во всех остальных уравнениях — нулю.

Из решения систем уравнений определим коэффициенты  $Q_{1.1}$ ,  $Q_{2.2}$ ,  $Q_{3.3}$  и  $Q_{4.4}$ .

Вес определения абсциссы пункта  $I$  будет

$$P_{x_1} = \frac{1}{Q_{1.1}}. \quad (\text{II.26})$$

Среднюю квадратическую ошибку определения абсциссы пункта  $I$  вычислим по формуле

$$m_x = m_{\text{напр}} \sqrt{Q_{1.1}}. \quad (\text{II.27})$$

Если  $m_{\text{напр}}$  выразить в секундах,  $S$  — в километрах, а коэффициенты  $(a)$  и  $(b)$  взять из таблиц, то  $m_x$  будет выражена в дециметрах.

Величину  $m_{y_1}$  определяют по формулам

$$m_{y_1} = m_{\text{напр}} \sqrt{Q_{2.2}}. \quad (\text{II.28})$$

Подобным же путем получим

$$m_{x_2} = m_{\text{напр}} \sqrt{Q_{3.3}}, \quad (\text{II.29})$$

$$m_{y_2} = m_{\text{напр}} \sqrt{Q_{4.4}}. \quad (\text{II.30})$$

Коэффициенты при неизвестных во всех четырех группах соответственно одинаковы, поэтому решается только одна группа уравнений с четырьмя самостоятельными столбцами свободных членов.

Для контроля в процессе решения следует иметь в виду, что

$$Q_{1.2} = Q_{2.1}, \quad Q_{1.3} = Q_{3.1}, \quad Q_{1.4} = Q_{4.1}, \quad Q_{2.3} = Q_{3.2}, \\ Q_{2.4} = Q_{4.2} \text{ и } Q_{3.4} = Q_{4.3}.$$

Ошибку определения положения пункта можно подсчитать по формуле

$$M_1 = \sqrt{m_{x_1}^2 + m_{y_1}^2}. \quad (\text{II.31})$$

Ошибку определения длины стороны  $S_{1.2}$  подсчитывают по формуле

$$m_{S_{1.2}}^2 = m_{\text{напр}}^2 \{ \cos^2 \alpha_{1.2} (Q_{11} + Q_{33} - 2Q_{13}) + \sin^2 \alpha_{1.2} (Q_{22} + Q_{44} - 2Q_{24}) + \\ + 2 \sin \alpha_{1.2} \cos \alpha_{1.2} (Q_{12} - Q_{14} - Q_{23} + Q_{34}) \}. \quad (\text{II.32})$$

Для вычисления ошибки определения длины дирекционного угла стороны  $S_{1.2}$  можно применить формулу

$$m_{\alpha_{1.2}}^2 = m_{\text{напр}}^2 \{ a_{12}^2 (Q_{11} + Q_{33} - 2Q_{13}) + b_{12}^2 (Q_{22} + Q_{44} - 2Q_{24}) - \\ - 2a_{12}b_{12} (Q_{12} - Q_{14} - Q_{23} + Q_{34}) \}. \quad (\text{II.33})$$

При построении геодезического обоснования нередко встречаются случаи, когда триангуляционная сеть 3 класса сгущается пунк-

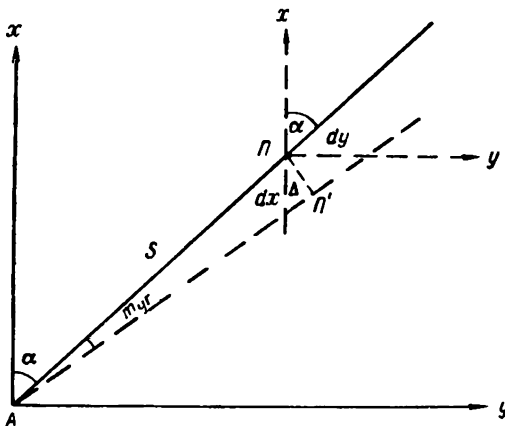


Рис. 14

тами 4 класса путем вставки большой группы пунктов, связанных между собой.

Выведем формулы для приближенной оценки точности определения координат таких пунктов.

Предположим, что при наблюдениях с исходного пункта  $A$  на определяемый пункт  $B$  направление получено с ошибкой  $m_{\text{уг}}$  (рис. 14). Повернутое на  $m_{\text{уг}}$  направление  $AB'$  отсечет на линиях, параллельных осям координат, отрезки  $dy$  и  $dx$ , которые будем рассматривать как изменения приращений координат, происходящие за счет ошибки  $m_{\text{уг}}$ . Опустим перпендикуляр из точки  $B$  на направление  $AB'$  и обозначим величину этого перпендикуляра через  $\Delta$ .

Учитывая, что величина  $\Delta$  по сравнению с длиной стороны триангуляции  $S$  мала, можно написать

$$\Delta = \frac{m_{\text{уг}}}{\rho} S. \quad (\text{II.34})$$

Если дирекционный угол направления  $AB$  обозначим через  $\alpha$ , то

$$dx = \frac{\Delta}{\sin \alpha},$$

$$dy = \frac{\Delta}{\cos \alpha}.$$

Принимая во внимание (II.34) с учетом знаков величин  $dx$  и  $dy$ , получаем

$$dx = -m_{\text{уг}} \frac{S}{\rho \sin \alpha},$$

$$dy = m_{\text{уг}} \frac{S}{\rho \cos \alpha}.$$

От приращений перейдем к средним квадратическим ошибкам

$$m_x^2 = m_{\text{уг}}^2 \left( -\frac{S}{\rho \sin \alpha} \right)^2,$$

$$m_y^2 = m_{\text{уг}}^2 \left( \frac{S}{\rho \cos \alpha} \right)^2.$$

Согласно формулам (II.24) напишем

$$\left. \begin{aligned} m_x &= m_{\text{уг}} \sqrt{\frac{1}{a^2}} \\ m_y &= m_{\text{уг}} \sqrt{\frac{1}{b^2}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{II.35})$$

Из способа наименьших квадратов известна формула общего вида для средней квадратической ошибки

$$m = \mu \sqrt{\frac{1}{P}}. \quad (\text{II.36})$$

Сопоставляя (II.35) и (II.36), приходим к заключению, что

$$\left. \begin{aligned} P_x &= a^2 \\ P_y &= b^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{II.37})$$

Формулы (II.37) определяют веса получения координат по одному направлению. На определяемом пункте сходятся направления, идущие от исходных пунктов  $A, B, C, D \dots$ .

Общий вес определения координат пункта, равный сумме весов по направлениям, сходящимся в определенном пункте, подсчитывается по формулам:

$$\left. \begin{aligned} P_x &= P_{x_A} + P_{x_B} + P_{x_C} \dots \\ P_y &= P_{y_A} + P_{y_B} + P_{y_C} \dots \end{aligned} \right\}. \quad (\text{II.38})$$

Если с определяемого пункта выполнены измерения направлений на все исходные пункты, то веса определения ординаты и абсциссы пункта увеличиваются и будут определяться формулами

$$\begin{aligned} P_x &= 2 (P_{x_A} + P_{x_B} + P_{x_C} + \dots), \\ P_y &= 2 (P_{y_A} + P_{y_B} + P_{y_C} + \dots). \end{aligned}$$

Для оценки ожидаемой точности определения координат пунктов сгущения рекомендуется способ последовательных приближений, существо которого заключается в следующем: в первом приближении все измеренные направления на определяемых пунктах принимают как идущие с твердых пунктов; во втором приближении учитывают ошибки координат определяемых пунктов, полученные в первом приближении оценки; в третьем приближении учитывают ошибки определяемых пунктов, полученные во втором приближении и т. д. Обычно бывает достаточно сделать два или три приближения.

Ожидаемые средние квадратические ошибки абсцисс и ординат определяемых пунктов в первом приближении по каждому направлению при двухсторонних наблюдениях вычисляют по формулам

$$\begin{aligned} (m_{x_i}^2)_{\text{I приб}} &= \frac{m_{y_i}^2}{2a_i^2}, \\ (m_{y_i}^2)_{\text{I приб}} &= \frac{m_{x_i}^2}{2b_i^2}, \end{aligned}$$

где  $i$  — номер направления.

Ожидаемые ошибки определения координат пунктов в первом приближении подсчитывают по формулам

$$\begin{aligned} (M_x^2)_{\text{I приб}} &= \frac{m_{y_i}^2}{2 \sum P_x}, \\ (M_y^2)_{\text{I приб}} &= \frac{m_{x_i}^2}{2 \sum P_y}, \\ (M_j)_{\text{I приб}} &= \sqrt{(M_x^2)_{\text{I приб}} + (M_y^2)_{\text{I приб}}}. \end{aligned}$$

Во втором и последующих приближениях для направлений, идущих от определяемых пунктов, ожидаемые ошибки определения координат пунктов подсчитывают по формулам:

$$\left. \begin{aligned} (m_{x_i}^2)_{k \text{ приб}} &= (m_{x \text{ исх}}^2)_{k-1 \text{ приб}} + m_{x_i}^2 \\ (m_{y_i}^2)_{k \text{ приб}} &= (m_{y \text{ исх}}^2)_{k-1 \text{ приб}} + m_{y_i}^2 \end{aligned} \right\}, \quad (\text{II.39})$$

где  $m_{x_{\text{исх}}}^2$  и  $m_{y_{\text{исх}}}^2$  — ошибки координат определяемых пунктов, подсчитанных в приближении с номером  $k - 1$  ( $k$  — порядковый номер приближения).

Веса определения координат по направлениям, идущим от определяемых пунктов с учетом ошибок исходных данных, полученных из предыдущего приближения оценки, вычисляются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} A_k^2 &= \frac{m_{\text{уг}}^2}{(m_{x_i}^2)_{k \text{ приб}}} \\ B_k^2 &= \frac{m_{\text{уг}}^2}{(m_{y_i}^2)_{k \text{ приб}}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{II.40})$$

Вычисления целесообразно располагать в схемах, формы которых приведены в таблицах.

Таблица 11

№ ст- рон	Наименование сторон	s, км	$\alpha$	(a)	(b)	a	b
--------------	------------------------	----------	----------	-----	-----	---	---

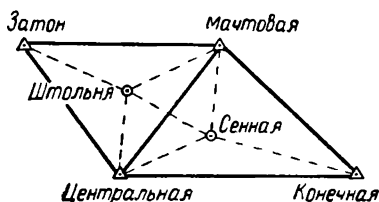
Определяемый пункт «Штольня» «Ш»

1	Мачтовая — Штоль- ня . . . . .	1,75	220° 00'	+13,3	-15,8	+7,6	-9,0
2	Центральная — Штольня . . . . .	1,84	359 00	+0,4	+20,6	+0,2	+11,2
3	Затон — Штольня	1,83	87 00	-20,6	+1,1	-11,3	+0,6
7	Сенная — Штольня	1,16	296 30	+18,5	+9,2	+15,9	+7,9

Определяемый пункт «Сенная» «С»

4	Мачтовая — Сен- ная . . . . .	1,86	183° 00'	+1,1	-20,6	+0,6	-11,1
5	Конечная — Сен- ная . . . . .	1,36	276 00	+20,5	+2,2	+15,1	+1,6
6	Центральная — Сенная . . . . .	1,66	37 30	-12,6	+16,4	-7,6	+9,9
7	Штольня — Сен- ная . . . . .	1,16	116 30	-18,5	-9,2	-15,9	-7,9

Пример оценки приведен применительно к схеме



Принять:  $m_{уг}'' = 2'',0$ .

Вспомогательные вычисления приведены в табл. 11.

Таблица 12

Первое приближение

№ сто- рон	Наименование сторон	x			y		
		a	a <sup>2</sup>	m <sub>x<sub>i</sub></sub> <sup>2</sup> , дм <sup>2</sup>	b	b <sup>2</sup>	m <sub>y<sub>i</sub></sub> <sup>2</sup> , дм <sup>2</sup>
Определяемый пункт «Штольня» «Ш»							
1	Мачтовая — Штольня . .	+7,6	57,76	0,0346	-9,0	81,0	0,0247
2	Центральная — Штольня	+0,2	0,04	50,0000	+11,2	125,44	0,0159
3	Затон — Штольня . . .	-11,3	127,69	0,0157	+0,6	0,36	5,5556
4	Сенная — Штольня . . .	+15,9	252,81	0,0079	+7,9	62,41	0,0320
		$\sum a^2 = 438,30$			$\sum b^2 = 269,21$		

$$(M_x^2)_{I \text{ приб}} = \frac{4}{876,60} = 0,0046 \text{ дм}^2; \quad (M_y^2)_{I \text{ приб}} = \frac{4}{538,42} = 0,0074 \text{ дм}^2;$$

$$(M_x)_{I \text{ приб}} = 0,07 \text{ дм} = 7 \text{ мм}; \quad (M_y)_{I \text{ приб}} = 0,09 \text{ дм} = 9 \text{ мм};$$

$$(M_{ш})_{I \text{ приб}} = \sqrt{7^2 + 9^2} = 11,0 \text{ мм}.$$

Определяемый пункт «Сенная» «С»

4	Мачтовая — Сенная . .	+0,6	0,36	5,5556	-11,1	123,21	0,0162
5	Конечная — Сенная . .	+15,1	228,01	0,0088	-1,6	2,56	0,7812
6	Центральная — Сенная .	-7,6	57,76	0,0346	+9,9	98,01	0,0204
7	Штольня — Сенная . . .	-15,9	252,81	0,0079	-7,9	62,41	0,0320
		$\sum a^2 = 538,94$			$\sum b^2 = 286,19$		

$$(M_x^2)_{I \text{ приб}} = \frac{4}{1077,88} = 0,0037 \text{ дм}^2; \quad (M_y^2)_{I \text{ приб}} = \frac{4}{572,38} = 0,0070 \text{ дм}^2;$$

$$(M_x)_{I \text{ приб}} = 0,06 \text{ дм} = 6 \text{ мм}; \quad (M_y)_{I \text{ приб}} = 0,08 \text{ дм} = 8 \text{ мм};$$

$$(M_c)_{I \text{ приб}} = \sqrt{6^2 + 8^2} = 10 \text{ мм}.$$

## Второе приближение

№ сторон	Наименование сторон	x				y			
		$m_{xi}^2$	$m_{xсх}^2$	$(m_{xi}^2)_{II}$ приб	$A^2$	$m_{yi}^2$	$m_{yсх}^2$	$(m_{yi}^2)_{II}$ приб	$B^2$
Определяемый пункт «Штольня» «Ш»									
1	Мачтовая — Штольня . . .	0,0346	—	0,0346	115,6	0,0247	—	0,0247	164,9
2	Центральная — Штольня . . .	50,0000	—	50,0000	0,1	0,0160	—	0,0160	250,0
3	Затон—Штоль- ня . . . . .	0,0156	—	0,0156	254,8	5,5556	—	5,5556	0,7
4	Сенная— Штольня	0,0079	0,0037	0,0116	344,8	0,0320	0,0070	0,0390	102,5
				$\sum A^2 = 715,3$					$\sum B^2 = 515,1$

$$(M_x^2)_{II} \text{ приб} = \frac{4}{713,3} = 0,0056 \text{ дм}^2, \quad (M_y^2)_{II} \text{ приб} = \frac{4}{515,1} = 0,0078 \text{ дм}^2,$$

$$(M_x)_{II} \text{ приб} = 0,07 \text{ дм} = 7 \text{ мм}, \quad (M_y)_{II} \text{ приб} = 0,09 \text{ дм} = 9 \text{ мм}.$$

$$(M_{ш})_{II} \text{ приб} = \sqrt{7^2 + 9^2} = 12 \text{ мм}.$$

## Определяемый пункт «Сенная» «С»

4	Мостовая—Сен- ная . . . . .	5,5556	—	5,5556	0,7	0,0162	—	0,0162	246,9
5	Конечная—Сен- ная . . . . .	0,0088	—	0,0088	454,5	0,7812	—	0,7812	5,1
6	Центральная— Сенная . . . .	0,0346	—	0,0346	115,6	0,0204	—	0,0204	196,1
7	Штольня—Сен- ная . . . . .	0,0079	0,0046	0,0125	320,0	0,0320	0,0074	0,0394	101,5
				$\sum A^2 = 890,8$					$\sum B^2 = 549,6$

$$(M_x^2)_{II} \text{ приб} = \frac{4}{890,8} = 0,0045 \text{ дм}^2, \quad (M_y^2)_{II} \text{ приб} = \frac{4}{549,6} = 0,0073 \text{ дм}^2,$$

$$(M_x)_{II} \text{ приб} = 0,07 \text{ дм} = 7 \text{ мм}, \quad (M_y)_{II} \text{ приб} = 0,09 \text{ дм} = 9 \text{ мм}.$$

$$(M_c)_{II} \text{ приб} = \sqrt{7^2 + 9^2} = 11 \text{ мм}.$$

Во втором приближении результаты оценки практически получены такие же, как и в первом, а потому надобность в третьем приближении не возникла.



Вследствие того что величины  $a$  и  $b$  выбирают непосредственно из таблиц, этот способ оценки довольно простой и, как показали исследования, дает результат, отличающийся от строгого не более чем на 15%.

Оценивая этим способом целесообразно составить схему и выписать на ней выбранные из таблиц коэффициенты  $a$  и  $b$  для всех направлений, сходящихся в определяемых пунктах.

### § 9. Особенности измерений направлений в триангуляционных сетях на городских территориях

Наличие большого количества фабрик и заводов, высотных зданий, массивов зеленых насаждений, перемежающихся с застроенными кварталами, при наблюдениях в триангуляции могут вызвать влияние боковой рефракции и заметно снизить точность измеряемых направлений.

В результате исследований действия боковой рефракции докт. техн. наук Н. В. Яковлев сделал следующие выводы:

1. В жаркие летние дни не следует сочетать дневные наблюдения с ночными, так как вследствие сильного влияния боковой рефракции ночью может быть заметно понижена точность результатов измерений.

2. При хорошей погоде целесообразно прекращать наблюдения за 1,5 ч до захода солнца. Утром угловые измерения желательно начинать не ранее чем через 1,0—1,5 ч после восхода солнца и продолжать их не более 1,5 ч.

3. Наблюдения следует исполнять ранней весной и осенью, когда изменения температуры внутри города заметно сглажены.

4. Осенью при температуре меньше  $+15^{\circ}\text{C}$  целесообразно сочетать дневные измерения с ночными.

Ранней весной лучше всего использовать для угловых измерений послеполуночное время и утренние часы; причем вечером наблюдения надо прекращать не позднее чем за 1 ч до захода солнца, а утром начинать их, спустя 1—1,5 ч после его восхода.

Во всех случаях после дождя наблюдения можно начинать только тогда, когда полностью высохли крыши. Следует воздерживаться наблюдать направление, когда их пересекает дым, выходящий из труб.

Ввиду малой длины сторон триангуляционных сетей при наблюдениях особое внимание необходимо обращать на центрирование инструментов и визирных приспособлений.

Рассчитаем точность, с которой необходимо устанавливать инструмент или визирное приспособление над центром триангуляционного пункта.

Как известно, поправку в направление за центрировку вычисляют по формуле

$$c'' = \frac{e \sin(M + \theta)}{S} \rho, \quad (\text{II.41})$$

где  $e$  — величина линейного элемента центрировки;  
 $M$  — измеренное направление;  
 $\theta$  — величина углового элемента центрировки;  
 $S$  — длина стороны триангуляции.

Продифференцируем эту формулу по  $e$

$$\frac{dc}{de} = \frac{\sin(M + \theta)}{S} \rho.$$

Величина  $dc$  будет максимальной при  $\sin(M + \theta) = 1$ , т. е. при  $M + \theta = 90$  или  $M + \theta = 270^\circ$ .

Положим  $M + \theta = 90^\circ$ , тогда

$$dc_{\max} = \frac{\rho}{S} de,$$

откуда

$$de = \frac{dc_{\max} S}{\rho}. \quad (\text{II.42})$$

Переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_e = \frac{(m_c)_{\max} S}{\rho}. \quad (\text{II.43})$$

Для примера возьмем триангуляцию 4 класса. Минимальная длина стороны 2 км, средняя квадратическая ошибка измерения угла  $m_{\text{уг}} = \pm 2''{,}0$ , а направления  $m_{\text{напр}} = 1''{,}4$ .

Условимся считать величину поправки в направление за ошибку в центрировании инструмента пренебрегаемой, если величина ее не превышает 0,1 средней квадратической ошибки измерения направления, установленной для данного класса триангуляции. т. е.

$$(m_c)_{\max} \leq 0,1 m_{\text{напр}}, \quad (\text{II.44})$$

или для триангуляции 4 класса

$$(m_c)_{\max} \leq \pm 0''{,}14.$$

Подставляя это значение в формулу (II.43), получаем

$$m_e \leq \pm 1,4 \text{ мм.}$$

Следовательно, при наблюдениях направлений в триангуляциях 4 класса на городских территориях средняя ошибка центрирования инструмента и визирных приспособлений не должна превышать  $\pm 1,4$  мм.

Подобные расчеты для триангуляции 3 класса при  $S_{\min} = 3$  км,  $m_{\text{уг}} = \pm 1''{,}5$ ,  $m_{\text{напр}} = \pm 1''{,}1$  дают

$$m_e = \pm 1,6 \text{ мм.}$$

Такую точность центрирования при установке инструмента на столике высокого сигнала практически получить невозможно, по-

этому при рекогносцировке триангуляций на городских территориях не следует включать в сеть пункты, на которых для обеспечения видимости необходимо строить высокие сигналы.

Чтобы избежать постройки высоких сигналов, наличие которых снижает точность определения координат пунктов сети, целесообразнее включить в сеть более короткие стороны.

Если появилась необходимость установить инструмент вне центра триангуляционного пункта, то элементы центрировки должны быть измерены с высокой точностью. Во всех случаях следует добиваться, чтобы линейный элемент центрировки был как можно меньше.

Для выявления точности, с какой необходимо измерять угловой элемент центрировки при различных значениях величины  $e$  в триангуляциях различных классов, продифференцируем формулу (II.41) по  $\theta$ , т. е.

$$\frac{dc}{d\theta} = \frac{e \cos(M + \theta)}{S}.$$

При  $M + \theta = 0$  или  $M + \theta = 180^\circ$  величина  $\frac{dc}{d\theta}$  имеет максимальное значение

$$\frac{dc}{d\theta} \max = \frac{e}{S}.$$

Откуда

$$d\theta = \frac{dc_{\max} S}{e}, \quad (\text{II.45})$$

или

$$m_\theta = \frac{(m_c)_{\max} \delta}{e}. \quad (\text{II.46})$$

Принимая, как и в предыдущих расчетах,  $(m_c)_{\max} \leq 0,1 m_{\text{напр}}$ , для триангуляции 4 класса при  $S_{\min} = 2$  км и  $(m_c)_{\max} = \pm 0'',14$ , получаем

$$m_\theta \leq \pm \frac{280}{e}.$$

Для триангуляции 3 класса при  $S_{\min} = 3$  км,  $(m_c)_{\max} = \pm 0,11$

$$m_\theta \leq \pm \frac{330}{e}.$$

В табл. 14 указаны размеры требуемой точности измерения углового элемента центрировки при различных значениях линейной величины центрировки в триангуляции 3 класса.

Из табл. 7 следует, что при размере линейного элемента центрировки 0,3 м угловой элемент графически измерить транспортиром с требуемой точностью затруднительно.

В то же время направление элемента центрировки, если линейная величина его меньше 2,5—3,0 м, измерить непосредственно угломерным инструментом не позволяет фокусировка трубы, по-

этому приходится удлинять линейный элемент центрировки при помощи натянутой нити.

При сравнительно коротких длинах сторон пункты городских триангуляций располагают на разных высотах, вследствие чего при наблюдениях появляются большие углы наклона визирной оси угломерного инструмента. Известно, что отклонение оси вращения алидады горизонтального круга угломерного инструмента от отвесного положения при значительных углах наклона визирной оси вносит существенные ошибки в значения измеренных углов. Это обстоятельство следует иметь в виду при измерении углов в триангуляциях на городских территориях и особенно тщательно приводить основную ось вращения инструмента в отвесное положение.

Отклонение вертикальной оси вращения алидады горизонтального круга угломерного инструмента  $\delta$  от отвесного положения вызывает наклон оси вращения трубы на угол  $i$ , определяемый формулой

$$i = \delta \sin t,$$

где  $t$  — азимут визирного луча, отсчитываемый от вертикальной плоскости, в которой лежит наклонная ось вращения инструмента.

Влияние наклона оси вращения трубы на направление, измеренное при одном положении трубы, выражается формулой

$$\Delta_i = i \operatorname{tg} \nu,$$

где  $\nu$  — угол наклона направления.

На угол, измеряемый между направлениями на пункты  $A$  и  $B$ , это влияние выражается формулой

$$\Delta_i = (i_B \operatorname{tg} \nu_B - i_A \operatorname{tg} \nu_A).$$

Влияние наклона оси вращения трубы, являющегося следствием наклона основной оси вращения инструмента, не исключается из результатов измерений при двух кругах инструмента. Это влияние быстро возрастает с возрастанием разности высот наблюдаемых пунктов над горизонтом.

Максимальное влияние наклона оси вращения трубы  $i = \delta$  получается при  $t = 90^\circ$  и  $t = 270^\circ$ .

В этом случае при измерении углов, близких к  $180^\circ$ , можно написать

$$i_B = -i_A = \delta.$$

Тогда

$$\Delta_i = \delta (\operatorname{tg} \nu_A + \operatorname{tg} \nu_B). \quad (\text{II.47})$$

Таблица 14

$\epsilon$ , м	Точность, с которой необходимо измерять величину $\theta$ , мин
0,1	55
0,2	28
0,3	18
0,4	14
0,5	11
1,0	6

Примем отклонение оси вращения алидады горизонтального круга от отвесного положения  $\delta$  равным  $8''$ , т. е. одному делению уровня теодолита ОТ-02, и положим  $\nu_A = 5^\circ$ ,  $\nu_B = 0^\circ$ . Тогда  $\Delta_i = 0''{,}7$ . С такой погрешностью нельзя не считаться. Ее можно ослабить, если при наблюдениях после каждого приема заново приводить основную ось вращения инструмента в вертикальное положение.

Из инструментов, предусмотренных стандартом ГОСТ 10529—63, наиболее подходящим для измерения углов в городских триангуляциях следует признать Т-0"5.

При измерениях углов, если углы наклона наблюдаемых направлений превышают  $2^\circ$ , необходимо при наведении на соответствующие пункты брать отсчеты по концам пузырька уровня, по которому приводится в отвесное положение ось вращения алидады горизонтального круга.

По этим отсчетам вычисляют наклон оси вращения трубы в полуделениях уровня:

$b = 2M - (Л_1 + П_1)$  — если нуль шкалы уровня располагается слева от направления: «Инструмент — наблюдаемый пункт»,

$b = (Л_2 + П_2) - 2M$  — если нуль шкалы уровня располагается справа от направления: «Инструмент — наблюдаемый пункт».

Значение  $M$  нульпункта шкалы уровня в его делениях вычисляют по формуле

$$M = \frac{(Л_1 + П_1) + (Л_2 + П_2)}{4}.$$

В этих формулах  $Л_1$  и  $П_1$ ,  $Л_2$  и  $П_2$  — отсчеты положения левого и правого концов пузырька уровня по шкале ампулы в первом и втором полуприемах, если углы измеряют инструментом, зрительная труба которого свободно переводится через зенит. Если углы измеряют инструментом с трубой, вынимаемой из лагера при переводе через зенит, то  $Л_1$  и  $П_1$ ,  $Л_2$  и  $П_2$  — отсчеты, взятые по шкале ампулы до и после перекладки накладного уровня.

Поправку в измеренное направление  $\Delta_n$  вычисляют по формуле

$$\Delta_n = b \frac{\tau}{2} \operatorname{tg} \nu, \quad (\text{II.48})$$

где  $\tau$  — цена деления уровня;

$\nu$  — угол наклона измеряемого направления.

Порядок измерения углов и допуски на различных стадиях процесса измерения углов и для невязок в треугольниках устанавливаются согласно Инструкции о построении государственной геодезической сети СССР.

## § 10. Выбор поверхности относимости и системы координат

В качестве исходных принимают стороны государственной сети триангуляции на городских территориях, если средние квадратические ошибки определения их длин не превышают величин, указанных для соответствующих классов в § 8.

При уравнивании государственных сетей триангуляции в измеренные длины базисов (или базисные стороны) вводят поправки за переход на поверхность референц-эллипсоида Красовского и на плоскость проекции Гаусса — Крюгера. Суммарная величина этих двух поправок существенна и непосредственно измеренные длины выходных сторон значительно отличаются от длин, принятых при уравнивании. Это вносит искажение в крупномасштабные планы и осложняет использование их для проектирования и строительства.

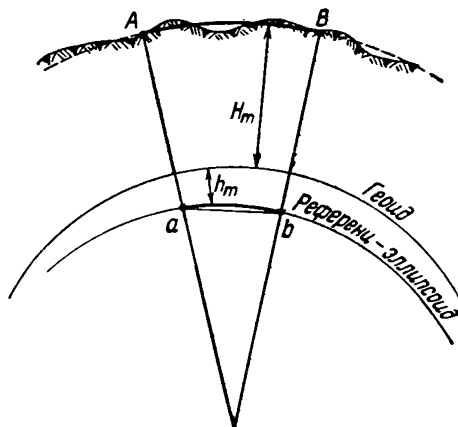


Рис. 15

Посмотрим, насколько велики искажения длин сторон государственных триангуляций.

Поправку за отнесение базиса на поверхность референц-эллипсоида  $\Delta_B = ab - AB$  (рис. 15) вычисляют по формуле

$$\Delta_B = - \frac{B(H_m + h_m)}{R_\alpha}, \quad (\text{II.49})$$

где  $B$  — длина измеренного базиса;

$H_m$  — средняя отметка измеренного базиса над геоидом;

$h_m$  — высота геоида над поверхностью референц-эллипсоида в месте расположения базиса;

$R_\alpha$  — радиус кривизны сечения земного эллипсоида по линии базиса.

Примем величину  $R_\alpha$  равной 6370 км, тогда

$$\Delta_B = - B \frac{H_m + h_m}{6370}$$

или  $\Delta_{B100} = - \frac{B}{63700}$  на каждые 100 м высоты базиса над референц-эллипсоидом.

Город Кисловодск имеет среднюю отметку 600 м. В этом случае

$$\Delta_B = - \frac{1}{10600} B.$$

В районе г. Еревана поправки в длины сторон триангуляции еще больше. Такое искажение, безусловно, заметно при уравнивании ходов полигонометрии 1 разряда. Придется вводить поправки за редуцирование длин линий городской полигонометрии на поверхность референц-эллипсоида, а это заведомо вносит искажение в результаты ответственных разбивок сложных инженерных сооружений на территории города.

Государственные триангуляции редуцируют на плоскость координат проекции Гаусса — Крюгера в 6-градусных зонах. При этом редуцировании длины сторон триангуляции получают увеличение. Чем дальше сторона триангуляции от осевого меридиана, тем больше она искажается.

Расстояние  $S$  по прямой между двумя точками на плоскости подсчитывают по формуле

$$S = s \left\{ 1 + \frac{y_m^2}{2R_m^2} + \frac{(\Delta y)^2}{24R_m^2} \right. \quad (\text{II.50})$$

где  $s$  — расстояние между этими же точками на эллипсоиде, считаемое по геодезической линии;

$R_m$  — средний радиус кривизны для средней точки линии;

$y_m$  — среднее значение из ординат концов линии  $\Delta y = y_2 - y_1$ .

Ограничиваясь первым членом разложения, поправку за редуцицию можно выразить формулой

$$\Delta_s = S \frac{y_m^2}{2R_m^2}. \quad (\text{II.51})$$

Эта поправка всегда положительна, в то время как поправка за редуцирование базиса на поверхность земного эллипсоида (II.49) всегда отрицательна.

Возьмем для примера удаление линии триангуляции от осевого меридиана на 100 км, что соответствует расположению линии в середине 6-градусной зоны.

Тогда при  $y_m = 100$  км,  $R_m = 6370$  км получим

$$\Delta_s = S \frac{10^4}{2 \cdot 40 \cdot 10^6} \approx \frac{1}{8000} S.$$

На краях 6-градусных зон эти искажения еще больше. Такое искажение заметно не только при уравнивании ходов городской полигонометрии, опирающихся на пункты триангуляции, но и при уравнивании теодолитных ходов съемочного обоснования. Эти искажения отражаются также и на планах масштаба 1 : 500 и создают осложнения при использовании их для проектирования и переноса в натуру проектов крупных инженерных сооружений городского строительства.

Устранять искажения непосредственно измеренных в натуре длин линий, связанные с введением поправок за редуцирование, можно различными путями:

1. Редуцировать триангуляцию, построенную на территории города, а следовательно, и все геодезическое обоснование на поверхность с отметкой  $H_{\text{ср}}$ , равной средней отметке городской территории. Таким образом, поправка по (II.49) практически равна нулю. Вторую поправку приводят к величине, при которой ее можно было бы для линий городских полигонометрических сетей принять практически не ощутимой и не вводить. Для этого осевой меридиан выбирают так, чтобы удаление от него точек городской территории не превышало определенного предела.

Допустимая относительная ошибка для ходов полигонометрии 4 класса принята 1 : 25 000. Поправки за редуцирование могут быть пренебрегаемы, если они не превышают 1 : 50 000 длины линии.

Из формулы (II.51) имеем

$$\frac{\Delta s}{S} = \frac{y_m^2}{2R_m^2}.$$

Можно написать

$$\frac{1}{50\,000} = \frac{y_m^2}{2R_m^2},$$

откуда  $y_m = \frac{R_m}{158}$ . Принимая  $R_m = 6370$ , получаем  $y_m = 40$  км.

Следовательно, при проектировании триангуляции на средний уровень города и при удалении пунктов городского геодезического обоснования менее 40 км от осевого меридиана поправки в измеренные длины линий полигонометрии за переход на поверхность относимости и редуцирование на плоскость проекции Гаусса можно не вводить.

2. Так как поправка за редуцирование на поверхность эллипсоида всегда отрицательна, а поправка за редуцирование на плоскость Гаусса всегда положительна, то происходит некоторая компенсация поправок. Можно поставить условие, чтобы оставшаяся часть поправки после компенсации не превышала заданной величины, например 1 : 50 000 от длины редуцированной линии.

Учитывая (II.51) и принимая  $R_\alpha = R_m$ , получаем величину суммарной поправки в линию за редуцирование

$$V_s = -\frac{SH_m}{R_m} + \frac{Sy_m^2}{2R_m^2} = S \left( \frac{y_m^2}{2R_m^2} - \frac{H_m}{R_m} \right), \quad (\text{II.52})$$

откуда

$$\frac{V_s}{S} = \frac{y_m^2}{2R_m^2} - \frac{H_m}{R_m}$$

или

$$y_m = \sqrt{\frac{V_s}{S} 2R_m^2 + 2R_m H_m}. \quad (\text{II.53})$$

Принимая значение величины  $\frac{V_s}{S} = \pm \frac{1}{50\,000}$ , а  $R_m = 6370$  км, получаем

$$y_m = \sqrt{12\,700 H_m \pm 1600}. \quad (\text{II.54})$$



По формуле (II.54) можно подсчитать, при каком удалении точек геодезического обоснования от осевого меридиана суммарная величина поправки в линию за редуцирование не будет превышать  $1 : 50\ 000$  длины редуцируемой линии, а потому ее можно не учитывать. Результаты вычислений приведены в табл. 15.

Из табл. 15 следует, что при среднем уровне города  $H_{\text{ср}} = 100$  м и удалении точек геодезического обоснования от осевого меридиана до 54 км суммарная поправка в линию полигонометрии не превышает  $1 : 50\ 000$  от длины линии и ее можно не учитывать. Следовательно, в таких случаях городскую триангуляцию можно редуцировать

Т а б л и ц а 15

Средний уровень города $H_{\text{ср}}$ , в м	Пределы удаления точек геодезического обоснования от осевого меридиана, при которых суммарная поправка за редуцирование менее $1:50\ 000$ , в км
100	54
200	31—64
300	47—73
400	59—82
500	69—89
600	78—96
700	85—103
800	92—109

на поверхность эллипсоида, т. е. координаты вычислять в общегосударственной системе.

При среднем уровне города  $H_{\text{ср}} = 200$  м триангуляцию на городской территории можно уравнивать в общегосударственной системе координат только в том случае, если территория города расположена от осевого меридиана на расстоянии 31—64 км.

Предположим, что на территории предстоящей крупномасштабной съемки име-

ются пункты государственной триангуляции 2 и 3 классов. При этом территория расположена на краю 6-градусной зоны, следовательно, координаты пунктов, помещенные в каталоге, соответствуют сильно искаженным длинам сторон триангуляции за счет редуцирования их на плоскость в системе координат Гаусса — Крюгера и отнесения всей триангуляции на поверхность земного эллипсоида.

Перед использованием координат пунктов, полученных из государственного каталога, в качестве исходных для крупномасштабных съемок следует снова поднять сеть на средний уровень города и отнести к другому осевому меридиану. Для этого можно рекомендовать следующий сравнительно простой прием.

1. Пункт  $O$  государственной триангуляции, расположенный за пределом юго-западной части, принять за начало координат в новой, условной, системе.

2. По координатам, полученным из государственного каталога, вычислить приращения координат  $\Delta x_i$  и  $\Delta y_i$  между пунктом  $O$  и другими пунктами, использованными в качестве исходных для крупномасштабной съемки.

3. Вычислить координаты пунктов в условной системе по формулам:

$$\left. \begin{aligned} x_i &= \Delta x_i - \frac{y_m^2}{2R^2} \Delta x_i + \frac{H_0}{R} \Delta x_i \\ y_i &= \Delta y_i - \frac{y_m^2}{2R^2} \Delta y_i + \frac{H_0}{R} \Delta y_i \\ y_m &= \frac{y_1 + y_2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.55})$$

где  $y_1$  — ордината точки городской территории, расположенной наиболее близко к осевому меридиану государственной системы координат;

$y_2$  — ордината точки городской территории, наиболее удаленной от осевого меридиана;

$R$  — средний радиус кривизны референц-эллипсоида, отнесенный к середине городской территории;

$H_0$  — средняя высота городской территории над поверхностью референц-эллипсоида.

При отсутствии на городской территории или поблизости к ней пунктов государственной триангуляции строят свободные триангуляционные сети, в которых измеряют не менее двух базисов или базисных сторон.

В трудных топографических условиях, где выбрать место для измерения второго базиса затруднительно, вместо него измеряют контрольный базис в менее благоприятных условиях.

Назначение контрольного базиса состоит в том, чтобы в пределах возможной точности измерения базиса в неблагоприятных условиях проверить правильность и надежность измерения основного базиса, принятого в качестве исходного при уравнивании триангуляции.

На городских территориях целесообразно в качестве базиса измерять непосредственно стороны триангуляции (базисные стороны). Если такой возможности нет, строят базисные сети ромбического вида и добиваются, чтобы увеличение при переходе от длины базиса к длине выходной стороны не превышало двойной величины базиса.

После рекогносцировки базисной сети необходимо рассчитать точность получения длины выходной стороны. Базисную сеть можно считать приемлемой, если относительная ошибка выходной стороны не превышает 1 : 110 000 длины выходной стороны для триангуляции 4 класса и 1 : 200 000 — для триангуляции 3 класса.

Широкое внедрение светодальномеров в геодезическое производство позволяет полностью отказаться от измерения базисов и построения базисных сетей и перейти к измерению базисных сторон. Базисных сторон в свободной сети должно быть не менее двух.

Для измерения базисных сторон в триангуляционных сетях на городских территориях могут быть использованы светодальномеры СВВ-1 или «Кварц».

Базисы и базисные стороны измеряют по программе и с соблюдением требований Инструкции по построению государственной геодезической сети.

## § 11. Вопросы уравнивания

Перед уравниванием триангуляции необходимо в измеренные направления ввести поправки за центрировку и редукцию. Для этого необходимо знать предварительные длины сторон. В государственных триангуляционных сетях в большинстве случаев эти длины возможно получить графически с чертежа, составленного в масштабе по измеренным направлениям, а на городских территориях такой способ получения длин сторон не всегда можно применять.

Посмотрим, с какой точностью необходимо знать длины сторон триангуляционной сети для того, чтобы вычислять поправки за центрировку. Для этого продифференцируем формулу (II.44) по  $S$  и получим

$$\frac{dc}{ds} = -\frac{e \sin(M + \theta)}{S^2} \rho. \quad (\text{II.56})$$

Будем рассматривать случай с максимальной величиной  $\frac{dc}{ds}$ , т. е. такой, при котором  $M + \theta$  равно 90 или 270°.

Тогда

$$\left(\frac{dc}{ds}\right)_{\max} = -\frac{e\rho}{S^2},$$

откуда

$$ds = -\frac{dc_{\max} S^2}{e\rho}. \quad (\text{II.57})$$

Или в средних квадратических ошибках

$$m_s = \frac{(m_c)_{\max} S^2}{e\rho}. \quad (\text{II.58})$$

Подобно предыдущим вычислениям, принимая для 4 и 3 классов триангуляции величину  $(m_c)_{\max}$  равной  $\pm 0,14$  и  $\pm 0",11$  и длины минимальных сторон соответственно 2 и 3 км, получаем:

$$\left. \begin{array}{l} \text{для 4 класса} \\ \text{для 3 класса} \end{array} \right\} \begin{array}{l} m_s \approx \pm \frac{3}{e} \\ m_s \approx \pm \frac{5}{e} \end{array}. \quad (\text{II.59})$$

Подставляя в формулы (II.59) различные значения  $e$ , получаем значения  $m_s$ , приведенные в табл. 16.

Отсюда следует, что в большинстве случаев графически трудно получить длины сторон триангуляции с необходимой точностью. Поэтому в триангуляционных сетях на городских территориях приходится определять длины сторон для вычисления поправок за центрировку аналитически последовательными приближениями. По длинам сторон, полученным из предварительного решения треугольников, вычисляют поправки за центрировку в первом приближении. После введения этих поправок в измеренные направления

Т а б л и ц а 16

e в м	m <sub>s</sub> в м	
	4 класс S <sub>min</sub> =2,0 км (m <sub>c</sub> ) <sub>max</sub> =±0",14	3 класс S <sub>min</sub> =3,0 км (m <sub>s</sub> ) <sub>max</sub> =±0",11
0,1	30	50
0,2	15	25
0,3	10	17
0,4	8	12
0,5	6	10
1,0	3	5
2,0	1,5	2

решают треугольники во втором приближении. Если необходимо, вычисления выполняют и в третьем приближении.

Сети триангуляции на городских территориях уравнивают обычными установившимися в геодезии методами.

В процессе уравнивания необходимо предусмотреть оценку точности определения различных элементов триангуляционной сети в самом слабом ее месте. При уравнивании основных сетей (первичного обоснования) коррелятным методом путем добавления уравнений весовых функций к системе нормальных уравнений необходимо подсчитать точность определения длин двух или трех наиболее слабо определяемых сторон сети и точность определения дирекционных углов этих сторон. Кроме того, необходимо подсчитать точность определения взаимного расположения соседних пунктов в наиболее слабом месте сети.

Результаты выполненной в процессе уравнивания оценки точности полезно сравнить с результатами оценки проекта сети и с соответствующими установленными допусками.

При уравнивании заполняющих сетей параметрическим методом при помощи весовых коэффициентов следует подсчитать средние квадратические ошибки определения координат нескольких пунктов в сети и выбрать наиболее слабо определяемые пункты.

Для уравнивания свободных сетей трилатерации на городских территориях, учитывая сравнительно небольшие размеры построений, можно рекомендовать способ сравнения площадей, разработанный кандидатом технических наук Н. Г. Романовым [41].

## Глава III

### ГОРОДСКАЯ ПОЛИГОНОМЕТРИЯ

#### § 12. Составление проекта и рекогносцировка

Проект полигонометрической сети на территории города составляют на планах города масштаба 1 : 5000 или 1 : 10 000. При отсутствии пригодного планового материала проект составляют на схеме по данным рекогносцировки в натуре. При составлении проекта учитывают классификацию и технические характеристики, установленные Инструкцией и приведенные в § 3.

Рекомендуется следующая густота пунктов полигонометрии:

- а) в застроенной части города один знак полигонометрии совместно с пунктами триангуляции должен приходиться на 8—12 га;
- б) в незастроенной части при съемке в масштабе 1 : 2000 — на 30—50 га;
- в) в незастроенной части при съемке в масштабе 1 : 5000 — на 70—100 га.

По составленному проекту производят детальную рекогносцировку с выбором мест закладки полигонометрических знаков и их типов.

Рекогносцировка ходов городской полигонометрии и выбор мест для закрепления пунктов — ответственные виды работ. От качества рекогносцировки зависят устойчивость и долговечность закрепленных знаков полигонометрии, производительность труда при измерении линий и углов, объем вычислительных работ и точность определения координат пунктов. Поэтому рекогносцировку следует поручать опытным работникам.

В инструкциях и наставлениях обычно рекомендуется при рекогносцировке добиваться вытянутой формы ходов, обеспечивающей возможность сокращения объемов работ. Кроме того, в вытянутых ходах можно разграничить действия ошибок в линиях и углах и наиболее правильно произвести оценку точности угловых и линейных измерений, если нет заметного влияния ошибок в координатах пунктов триангуляции, на которые опираются полигонометрические ходы. Вытянутость хода вносит некоторые упрощения вычислительных работ. Однако нельзя добиваться вытянутости хода за счет ухудшения других технических показателей, напри-

мер: условий измерения линий и углов, уменьшения длины сторон, снижения требований к расположению знаков и т. п.

При рекогносцировке важно помнить, что ошибки центрирования и редукции сильно снижают точность измерения углов с короткими сторонами. Это действие наиболее сильно сказывается при углах, близких к  $180^\circ$ , т. е. в том случае, если ход вытянутый.

Если ходы полигонометрии 2 разряда необходимо проложить по улицам и проездам, которые пересекают улицы с ранее закрепленными полигонометрическими ходами 1 разряда, то вновь прокладываемый ход  $KL$  может выйти на середину линии  $AB$ , уже

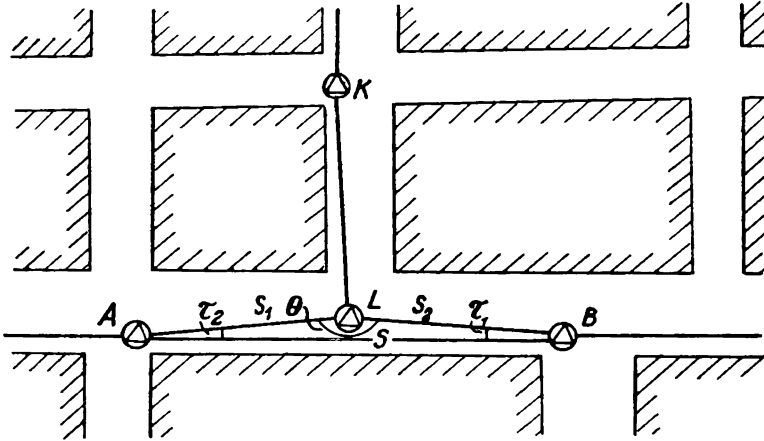


Рис. 16

закрепленную полигонометрическими знаками (рис. 16). При этом линии  $LA$  и  $LB$  получатся короткими и ошибки измерения примычных углов  $\tau_1$  и  $\tau_2$  могут оказаться большими. В этом случае при рекогносцировке целесообразно предусмотреть примыкание вытянутым треугольником  $ALB$ , в котором надо измерить линии  $AL = s_1$ ,  $LB = s_2$  и угол  $\theta$ .

Если в вытянутом треугольнике, острые углы которого не превышают  $3^\circ$ , измерены длины трех сторон  $s_1$ ,  $s_2$  и  $s = AB$  и тупой угол  $\theta$ , то нетрудно показать, что средняя квадратическая ошибка определения острого угла  $\tau_1$  будет меньше средней квадратической ошибки непосредственного измерения этого угла, равной ошибке измерения угла  $\theta$ .

Для определения величины угла  $\tau_1$  по измеренным элементам напишем формулу

$$\sin \tau_1 = \frac{s_1}{s} \sin \theta. \quad (\text{III.1})$$

Продифференцируем (III.1)

$$\cos \tau_1 \frac{d\tau_1}{\rho} = \frac{\sin \theta}{s} ds_1 - \frac{s_1 \sin \theta}{s^2} ds + \frac{s_1}{s} \cos \theta \frac{d\theta}{\rho},$$

откуда

$$d\tau_1 = \frac{\sin \theta}{\cos \tau_1} \cdot \frac{ds_1}{s} \rho - \frac{s_1}{s^2} \cdot \frac{\sin \theta}{\cos \tau_1} \rho ds + \frac{s_1}{s} \cdot \frac{\cos \theta}{\cos \tau_1} d\theta. \quad (\text{III.2})$$

Заменяя  $\frac{\sin \theta}{s}$  через  $\frac{\sin \tau_1}{s_1}$ , получим

$$d\tau_1 = \operatorname{tg} \tau_1 \frac{ds_1}{s_1} \rho - \operatorname{tg} \tau_1 \frac{ds}{s} \rho + \frac{s_1}{s} \cdot \frac{\cos \theta}{\cos \tau_1} d\theta. \quad (\text{III.3})$$

Перейдем к средним квадратическим ошибкам

$$m_{\tau_1}^2 = \frac{\operatorname{tg}^2 \tau_1}{s_1^2} m_{s_1}^2 \rho^2 + \frac{\operatorname{tg}^2 \tau_1}{s^2} m_s^2 \rho^2 + \frac{s_1^2}{s^2} \cdot \frac{\cos^2 \theta}{\cos^2 \tau_1} m_\theta^2. \quad (\text{III.4})$$

Формулу (III.4) можно записать так

$$m_{\tau_1}^2 = \operatorname{tg}^2 \tau_1 \rho^2 \left\{ \left( \frac{m_{s_1}}{s_1} \right)^2 + \left( \frac{m_s}{s} \right)^2 \right\} + \frac{s_1^2 \cos^2 \theta}{s^2 \cos^2 \tau_1} m_\theta^2.$$

Принимая  $\frac{m_{s_1}}{s_1} = \frac{m_s}{s}$ , получаем

$$m_{\tau_1}^2 = 2 \operatorname{tg}^2 \tau_1 \rho^2 \left( \frac{m_s}{s} \right)^2 + \frac{s_1^2}{s^2} \cdot \frac{\cos^2 \theta}{\cos^2 \tau_1} m_\theta^2.$$

Если треугольник  $ALB$  вытянут, т. е. углы  $\tau_1$  и  $\tau_2$  малы, а угол  $\theta$  близок к  $180^\circ$ , то можно принять  $\operatorname{tg} \tau_1 = \tau_1$ ,  $\cos \theta = -1$ ,  $\cos \tau_1 = +1$ .

Тогда

$$m_{\tau_1}^2 = 2\tau_1^2 \left( \frac{m_s}{s} \right)^2 + \left( \frac{s_1}{s} \right)^2 m_\theta^2.$$

При установленной для городской полигонометрии точности измерений линий и углов первый член в правой части полученной формулы будет значительно меньше второго. Пренебрегая им, получаем

$$m_{\tau_1} = \frac{s_1}{s} m_\theta. \quad (\text{III.5})$$

Из формулы (III.5) следует, что ошибка вычисленного угла  $\tau_1$  меньше ошибки измеренного угла  $\theta$ , так как  $\frac{s_1}{s}$  всегда меньше единицы.

Приведенные рассуждения справедливы и в отношении ожидаемой ошибки определения угла  $\tau_2$ .

Точку  $L$  (см. рис. 16) нет необходимости закреплять, так как линии  $AL$  и  $BL$  получаются короткими.

При рекогносцировке следует учитывать мероприятия по уменьшению поперечных сдвигов пунктов, расположенных посередине полигонометрических ходов, и по уменьшению ошибок определения дирекционных углов сторон хода. К таким мероприятиям относятся:

1. Увеличение длин сторон хода. Поперечный сдвиг конечной точки вытянутого полигонометрического хода определяется формулой

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} [s] \sqrt{\frac{n+3}{12}}. \quad (\text{III.6})$$

Следовательно, чем меньше количество сторон  $n$  в ходе, тем меньше поперечный сдвиг.

Если увеличивать длины сторон нельзя, то рекомендуется при рекогносцировке предусматривать возможность измерять углы с визированием по диагоналям через одну-две точки хода.

Если такой возможности нет, то следует попытаться уменьшить число поворотов хода путем выбора вспомогательных точек, расположенных в стороне от хода.

2. Передача исходного дирекционного угла на середину длинного полигонометрического хода непосредственно от сторон триангуляции или определение его астрономически. Инструкцией не разрешается допускать полигонометрические ходы с более чем 15 линий без передачи исходного дирекционного угла на середину хода.

В вытянутом полигонометрическом ходе с равными сторонами ошибку определения дирекционных углов сторон хода, уравновешенного за условие дирекционных углов и координат, для всех сторон можно считать одинаковой. Без учета ошибок исходных дирекционных углов при  $n_1$  четном она определяется формулой

$$M_\alpha = m_\beta \sqrt{\frac{n_1^2 - 4n_1}{16(n_1^2 - 1)}}, \quad (\text{III.7})$$

где  $m_\beta$  — средняя квадратическая ошибка измеренного угла в полигонометрическом ходе;

$n_1$  — число углов в ходе (число сторон  $n = n_1 - 1$ ).

С увеличением числа сторон в ходе ошибка определения дирекционных углов возрастает (табл. 17).

Данные, приведенные в табл. 17, показывают, что с точки зрения увеличения точности определения дирекционных углов полигонометрического хода уменьшение числа сторон хода малоэффективно.

Таблица 17

Число углов в ходе	$M_\alpha$
10	$0,78m_\beta$
12	$0,85m_\beta$
14	$0,93m_\beta$
16	$0,99m_\beta$
18	$1,05m_\beta$
20	$1,11m_\beta$

Таблица 18

Число углов	$M_u$
11	$2,7m_\beta$
13	$3,4m_\beta$
15	$4,2m_\beta$
17	$5,1m_\beta$
19	$6,0m_\beta$
21	$7,0m_\beta$



Рассмотрим, как влияет передача исходного дирекционного угла на среднюю линию хода и на поперечное смещение точек.

Средняя квадратическая ошибка поперечного сдвига средней точки вытянутого хода, уравновешенного за условие дирекционных углов и координат, определяется по формуле

$$M_u = \frac{m_\beta s}{\rho} \sqrt{\frac{(n_1^2 - 1)(n_1^2 + 3)}{192n_1}}. \quad (\text{III.8})$$

Здесь  $m_\beta$  — средняя квадратическая ошибка измеренного угла;

$s$  — средняя длина линии хода;

$n_1$  — число углов в ходе.

На основании формулы (III.8) составлена табл. 18. При ее составлении принято  $s = 206,265$  м, а величина  $M_u$  выражена в миллиметрах.

Если поставить условие, чтобы поперечный сдвиг, выраженный в миллиметрах, численно не превышал  $3,0 m_\beta$ , то линий в ходе должно быть не более двенадцати. Данные табл. 17 показывают, что средняя квадратическая ошибка передачи дирекционного угла на середину полигонометрического хода не должна быть больше средней квадратической ошибки измерения угла в этом ходе.

От передачи дирекционного угла на линию, расположенную в середине полигонометрического хода, точность определения положения точек хода в перпендикулярном к нему направлении почти не увеличивается.

Средняя квадратическая ошибка поперечного сдвига средней точки вытянутого хода в том случае, когда на среднюю линию хода передан исходный дирекционный угол, а ход уравновешен за условие дирекционных углов и координат, определяется по формуле

$$M_u = \frac{m_\beta}{\rho} s \sqrt{\frac{(n_1^2 - 1)(n_1^2 - 9)}{192n_1}}. \quad (\text{III.9})$$

Применяя формулу (III.9) для ходов с различным числом углов, получаем данные, приведенные в табл. 19.

Из табл. 18 и 19 следует, что переданный на среднюю линию полигонометрического хода исходный дирекционный угол практически не уменьшает поперечный сдвиг точек; уменьшение же числа сторон в полигонометрическом ходе существенно влияет на уменьшение поперечных сдвигов точек вытянутого полигонометрического хода. При этом, как отмечено выше, число сторон в полигонометрическом ходе, проложенном между точками с исходными координатами, нежелательно допускать больше двенадцати.

**3. Уменьшение длин полигонометрических ходов путем образования узловых точек.** В процессе детальной рекогносцировки при выборе мест закрепления пунктов полигонометрии особое внимание надо обратить на то, чтобы линии полигонометрического хода проходили по направлениям, наиболее благоприятным для измерения углов и линий.

Следует учитывать необходимость наибольшего ослабления влияния боковой рефракции, которое появляется, если визирные лучи при измерениях углов проходят вблизи местных предметов или пересекают зоны воздуха, нагретого различными заводскими или бытовыми предприятиями.

Специальные исследования производились А. С. Зюзиным \* в 1955 г. в г. Днепропетровске путем измерения угла, близкого к  $180^\circ$ , одна сторона которого была направлена вдоль стены при удалении от нее на 0,25—0,75 м. Измерения угла производились в сентябре оптическим теодолитом, установленным на жесткий столб, через каждый час или полчаса, начиная с 8 ч и кончая в 17 ч. Наибольшая ошибка измеряемого угла достигла  $19''{,}4$  в 12 ч 30 мин. Это время совпадает с таким моментом, когда солнечные лучи падают на стену под углом, близким к прямому.

При удалении инструмента и визирного луча от стены амплитуда уклонений значения угла падала. При установке теодолита на расстояние 1,25 м от стены максимальное изменение угла оказалось  $5''{,}5$ , а при удалении на 1,75 м не превышало  $3''$ .

На теневой стороне улицы результаты измерения углов не подвергались заметным искажениям в любое время дня.

При выборе типа закрепления знака преимущество следует отдать стенным знакам, а места их закрепления в процессе рекогносцировки надо выбирать с учетом условий передачи на знаки координат с точек временного полигонометрического хода, положение которого должно быть намечено при рекогносцировке.

Для обеспечения устойчивости полигонометрических знаков следует избегать закрепления их в оползневых районах или вблизи разработок различных котлованов и карьеров. Не рекомендуется знак закреплять вблизи здания с установленными в нем вибрирующими или ударными механизмами, так как при работе механизмов в здании нарушается устойчивость теодолита в процессе измерения угла.

При рекогносцировке полигонометрических ходов в городских условиях следует заботиться не только о благоприятных условиях для измерения углов и линий и об устойчивости закрепленных знаков, но следует также предусматривать возможные упрощения при уравнивании полигонометрической сети.

Т а б л и ц а 19

Число углов в ходе $n_1$	№ линии, на которую передан твердый дирекционный угол	$M_u$
11	5	$2,5m_{\beta}$
13	6	$3,3m_{\beta}$
15	7	$4,1m_{\beta}$
17	8	$5,0m_{\beta}$
19	9	$5,9m_{\beta}$
21	10	$6,9m_{\beta}$

\* Влияние боковой рефракции на точность измерения горизонтальных углов в условиях застроенной территории. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук, Мяск, 1955.

Особое внимание при рекогносцировке следует уделить при вязке полигонометрической сети к пунктам триангуляции.

Если пункт городской триангуляции расположен на незастроенной территории и закреплен обычным знаком, заложенным в грунт, то привязка полигонометрического хода к пункту триангуляции особой сложности не представляет. В этом случае конечной точкой полигонометрического хода является центр триангуляционного пункта. Осложнение может возникнуть с азимутальной привязкой к стороне триангуляции для передачи дирекционного угла на конечную линию полигонометрического хода в том случае, когда с земли нет видимости на пункты триангуляции.

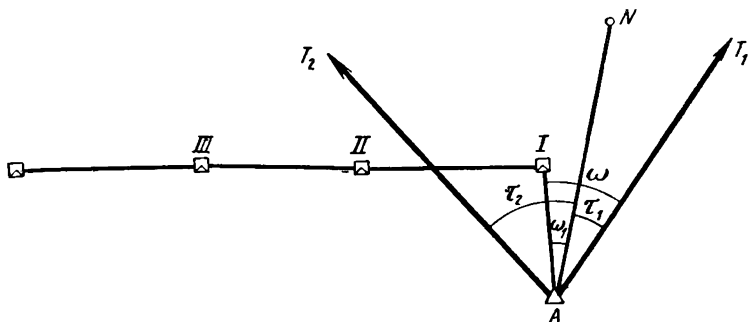


Рис. 17

Если примычный угол  $\omega$  (рис. 17) измерять со столика сигнала, то можно внести значительную ошибку в измеряемый угол за счет ошибки центрирования инструмента на столике сигнала.

Средняя ошибка проектирования центра триангуляционного знака на столик высокого сигнала может превышать 5 мм, а это при длине последней линии полигонометрического хода  $S_{\text{ср}} = 200$  м даст ошибку в примычном угле  $\omega$ , превышающую 5". При более короткой длине последней линии  $S$ , как это бывает на практике, ошибка измерения примычного угла  $\omega$ , вызванная погрешностью центрирования инструмента на сигнале, еще больше. Это влечет за собой недопустимые искажения полигонометрического хода при уравнивании его между пунктами триангуляции.

Для ослабления вредного влияния ошибки центрирования инструмента на триангуляционном пункте примычный угол  $\omega$  рекомендуется измерять через вспомогательные направления. Для этого подбирают удаленный хорошо видимый из центра триангуляционного пункта предмет  $N$ .

Установив теодолит на штатив над центром триангуляционного знака, измеряют угол  $\omega_1$  между последней линией полигонометрического хода и направлением на вспомогательный пункт  $N$ , видимый с земли. Затем инструмент поднимают на сигнал и измеряют примычные углы  $\tau_1$  и  $\tau_2$ .

Дирекционный угол от стороны триангуляции  $AT_1$  на сторону полигонометрии  $AI$  передают, используя значения углов  $\omega_1$  и  $\tau_1$ .

Хотя при этом приеме привязки вместо одного угла  $\omega$  приходится измерять два —  $\omega_1$  и  $\tau_1$ , тем не менее привязка таким образом значительно точнее, если удается выбрать видимый с земли значительно удаленный предмет.

Если триангуляционный пункт расположен на здании, что очень часто бывает в городских триангуляционных сетях, то при подходе полигонометрического хода к этому пункту возникает необходимость снести координаты с триангуляционного пункта на полигонометрический знак. Для этого обычно на местности строят треугольник  $AMB$  (рис. 18), в котором измеряют сторону  $AB$  в качестве базиса и все три угла  $1, 2$  и  $\gamma_1$ .

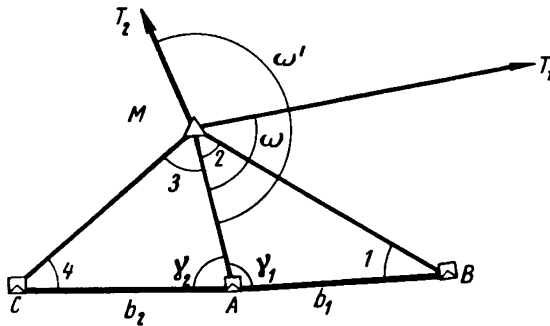


Рис. 18

Для контроля измерений и уточнения передачи координат с триангуляционного пункта  $M$  на полигонометрический знак  $A$  строят второй треугольник  $AMC$ , в котором измеряют сторону  $AC$  и углы  $3, 4$  и  $\gamma_2$ .

Точность снесения координат существенно зависит от формы треугольников  $AMB$  и  $AMC$ .

В инструкциях и наставлениях обычно указывают, что все углы в треугольниках при снесении координат должны быть не меньше  $40^\circ$ . В условиях плотной городской застройки часто встречаются случаи, когда трудно выполнить указанное требование.

При рекогносцировке пунктов триангуляции следует намечать такие схемы снесения координат для привязки полигонометрических ходов к пунктам триангуляции, в которых только связующие углы не меньше  $40^\circ$  и длина стороны треугольника, через которую осуществляется передача дирекционного угла со стороны триангуляции на линию полигонометрического хода, была бы не меньше 200 м.

В некоторых случаях при короткой стороне  $AM$  (рис. 19) дирекционный угол передают на соседнюю линию  $BD$  хода через длинную сторону  $MD$  посредством углов  $\omega$  и  $\tau$ .

Для увеличения длины можно применять ломаные базисы, как показано на рис. 20.

В этом случае непосредственно измеряют углы  $\gamma_1, \gamma_2, \alpha_1, \alpha_2, \theta_1$  и  $\theta_2$ , а необходимые углы для вычисления длин базисов  $\tau_1, \tau_2, \varphi_1$  и  $\varphi_2$  вычисляют по измеренным базисам и углам.

Ожидаемая ошибка вычисленных углов  $\tau_1$  или  $\tau_2$  в хорошо вытянутом треугольнике  $ADB$  (рис. 20), если в нем измерены стороны  $s_1$  и  $s_2$  и угол  $\theta_1$ , может быть определена по формуле (III.5).

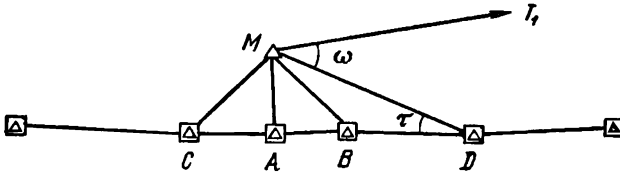


Рис. 19

Уместно отметить, что точки  $D$  и  $E$  — вспомогательные и их в натуре можно не закреплять. Если линии  $s_1, s_2, s_3$  и  $s_4$  измерить непосредственно от оси вращения угломерного инструмента, то влияние ошибок центрирования при измерении углов на точках  $D$  и  $E$  можно исключить. Кроме того, если можно точку  $D$  выбрать

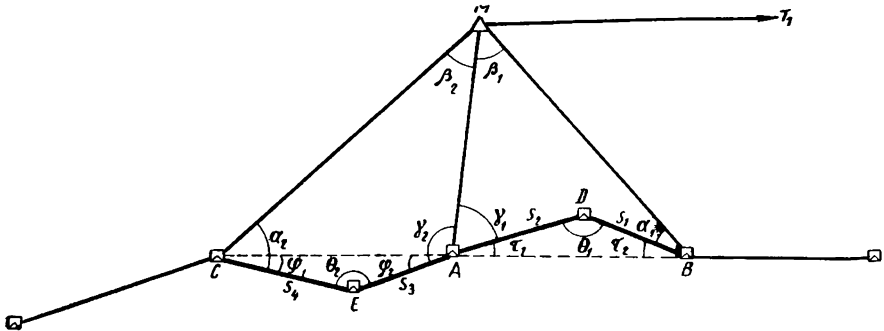


Рис. 20

таким образом, чтобы была непосредственная видимость на центры знаков  $A$  и  $B$ , а точку  $E$  так, чтобы была обеспечена видимость на центры знаков  $A$  и  $C$ , то и ошибки редукции при измерении углов  $\theta_1$  и  $\theta_2$  будут также исключены. Следовательно, даже при весьма коротких длинах сторон углы  $\theta_1$  и  $\theta_2$  можно измерить с большой точностью.

Таким образом, точность снесения координат по схеме с ломаными базисами (см. рис. 20) весьма близка к точности снесения координат по схеме с непосредственно измеренными базисами.

В результате рекогносцировки составляют схему отрекогносцированных ходов. Места, выбранные для установки знаков, зари-

совывают в абрисе. Там же указывают расстояние от выбранного для установки знака места до легко опознаваемых точек местности. В последнее время широко стали применять фотографирование мест, намеченных для установки знаков. Расстояния до них от точек *A* местности записывают непосредственно на фотоснимках.

При привязке полигонометрических знаков или мест постановки их целесообразно использовать метод створных привязок, как показано на рис. 21.

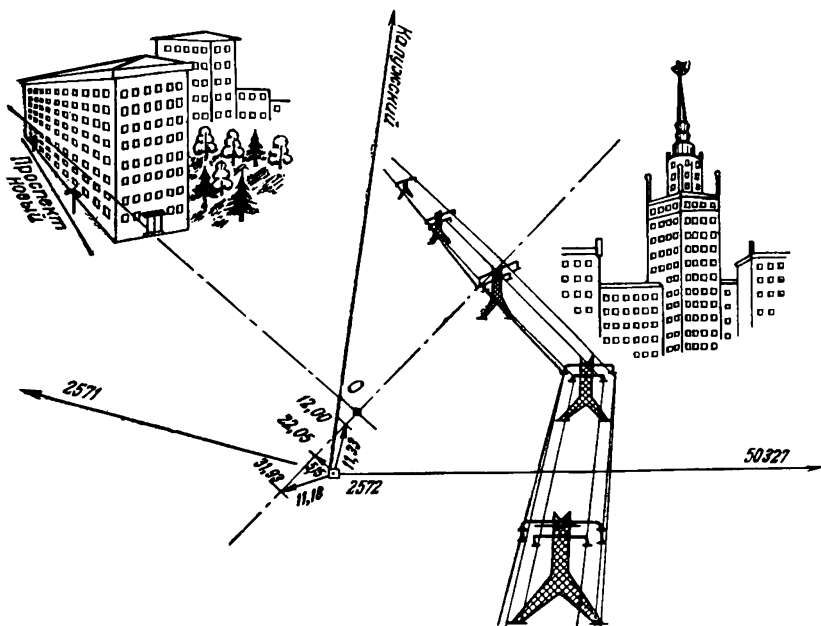


Рис. 21

Качеству зарисовки абриса и полноте привязки не всегда уделяют достаточно внимания, поэтому закрепленные знаки разыскивать в натуре зачастую очень трудно и требуется много средств и времени.

### § 13. Оценка точности проектов полигонометрических сетей

После составления проекта полигонометрической сети и рекогносцировки в натуре полезно произвести оценку его, в результате которой подсчитывают ожидаемые средние квадратические ошибки определения координат узловых точек.

Наиболее простой метод оценки — способ последовательного приближения, сущность которого заключается в следующем.

В первом приближении система ходов, сходящихся в каждой узловой точке, рассматривается как самостоятельная система,

опирающаяся на пункты, ошибки определения положений которых принимают равными нулю. Рассмотрим узловую точку I (рис. 22).

В зависимости от намеченных методов и приборов для измерений линий и углов по формулам (I.15)—(I.20) подсчитывают

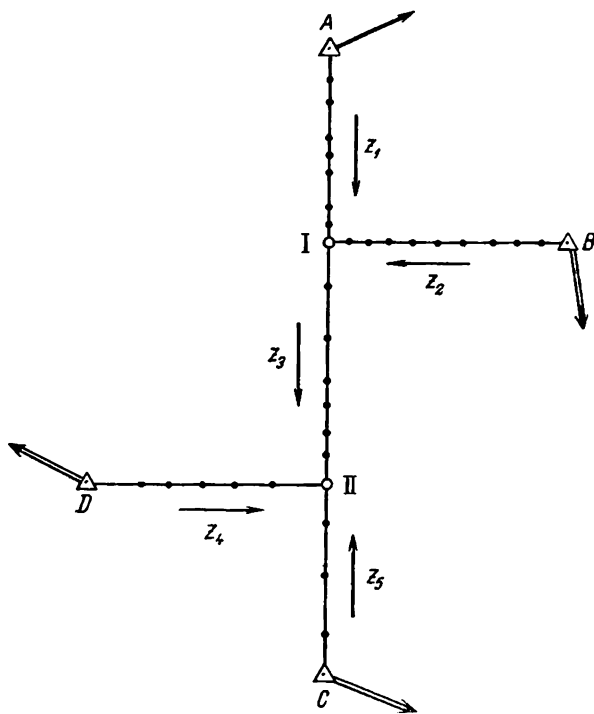


Рис. 22

по каждому ходу ожидаемую среднюю квадратическую ошибку определения положения узловой точки. Пусть эти ошибки будут:

- $M_{z_1}$  — по ходу  $z_1$ , идущему от точки A,
- $M_{z_2}$  — » »  $z_2$ , » » » B,
- $M_{z_3}$  — » »  $z_3$ , » » » II.

Веса определения положения точки I по ходам определяют по формулам

$$P_{z_1} = \frac{C}{M_{z_1}^2}; \quad P_{z_2} = \frac{C}{M_{z_2}^2}; \quad P_{z_3} = \frac{C}{M_{z_3}^2}.$$

Средняя квадратическая ошибка определения положения узловой точки из трех ходов будет

$$\left. \begin{aligned} (M_I)_{\text{приб}} &= \frac{C}{P_I} \\ P_I &= P_{z_1} + P_{z_2} + P_{z_3} \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.10})$$

Таким же путем можно подсчитать ожидаемую среднюю квадратическую ошибку определения II узловой точки по ходам  $z_3$ ,  $z_4$  и  $z_5$

$$\left. \begin{aligned} (M_{II}^2)_{1 \text{ приб}} &= \frac{C}{P_{II}} \\ P_{II} &= p_{z_3} + p_{z_4} + p_{z_5} \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.14})$$

Эти подсчеты выполнены в предположении, что ошибки исходных данных равны нулю.

Во втором приближении в качестве ошибок исходных данных в точках I и II принимают ошибки их определения, полученные из первого приближения.

Тогда во втором приближении для точки I

$$\begin{aligned} p_{z_1}'' &= p_{z_1}' = \frac{C}{M_{z_1}^2}, \\ p_{z_2}'' &= p_{z_2}' = \frac{C}{M_{z_2}^2}, \\ p_{z_3}'' &= \frac{C}{M_{z_3}^2 + (M_{II}^2)_{1 \text{ приб}}}. \end{aligned}$$

Для точки II аналогично можно написать

$$\begin{aligned} p_{z_3}'' &= \frac{C}{M_{z_3}^2 + (M_I^2)_{1 \text{ приб}}}, \\ p_{z_4}'' &= p_{z_4}' = \frac{C}{M_{z_4}^2}, \\ p_{z_5}'' &= p_{z_5}' = \frac{C}{M_{z_5}^2}. \end{aligned}$$

В третьем приближении в качестве ошибок исходных данных принимают ошибки определения положения узловых точек I и II, полученных во втором приближении, и т. д.

Приближения продолжают до тех пор, пока в двух последних приближениях будут получены практически одинаковые средние квадратические ошибки. Обычно даже в весьма сложных сетях с большим количеством узловых точек достаточно ограничиться тремя приближениями.

Пример на оценку проекта сети, изображенной на рис. 22 методом приближений, приведен в табл. 20—22.

Сеть относится к полигонометрии 1 разряда. Измерение линий предполагается произвести светодальномером СТ-62, поэтому средняя квадратическая ошибка измерения линий принята  $m_s = \pm 20$  мм, а ошибка угла  $m_\beta = \pm 5''$ , 0.

Число линий в ходах и длины ходов, а также ожидаемые ошибки  $M^2$ , вычисленные по формуле (I.19), приведены в табл. 20.



№ хода	[s] в км	n	$M_z^2$			$M_z$ в мм	$\frac{M_z}{[s]}$
			$I = nm^2$	$II = \frac{m^2}{\rho^2} [s]^2 \frac{n+3}{12}$	I+II		
$z_1$	1,4	4	1600	660	2260	48	1 : 29 500
$z_2$	2,5	10	4000	3990	7990	89	1 : 28 000
$z_3$	1,6	5	2000	1000	3000	55	1 : 29 600
$z_4$	1,8	6	2400	1270	3670	61	1 : 29 500
$z_5$	1,2	4	1600	570	2170	47	1 : 25 700

Вычисления, связанные с оценкой проекта сети, помещены в табл. 21.

В больших полигонометрических сетях оценкой способом последовательных приближений будут получены величины ошибок определения узловых точек по отношению к группе смежных узловых точек, а не по отношению к удаленным от оцениваемых узловых точек исходным пунктам.

Если исходные пункты расположены на краях обширной однородной по построению полигонометрической сети, то по мере удаления от исходных пунктов к середине сети величины ожидаемых ошибок определения положений узловых точек не будут возрастать, а на участках, где узловые точки образуются более короткими ходами, будут, наоборот, уменьшаться.

После выполнения оценки необходимо убедиться, что проект сети удовлетворяет точностным требованиям. Для этого по каждому ходу надо подсчитать величины влияния предвычисленных ошибок узловых точек, пользуясь при этом формулой

$$M_{\text{исх}}^2 = \frac{M_{\text{н}}^2 + M_{\text{к}}^2}{2}.$$

Общая ожидаемая ошибка по ходу определится формулой

$$M_{\text{об}}^2 = M_{\text{исх}}^2 + M_z^2$$

в приведенных формулах:

$M_{\text{н}}$ ,  $M_{\text{к}}$  — ожидаемые ошибки определения положений начальной и конечной точек хода,

$M_z$  — ошибка, накопленная в результате действия ошибок измерения углов и линий в ходе, вычисляемая по формулам (I.15) — (I.20).

Затем следует вычислить среднюю квадратическую относительную ошибку  $\frac{M_{\text{об}}}{L}$  и предельную относительную ожидаемую ошибку  $\frac{2M_{\text{об}}}{L}$ .

Для рассматриваемого примера результаты вычислений приведены в табл. 22.

Таблица 21

№ хода	№ исходной точки	I приближение			II приближение			III приближение					
		$M_{\text{всх}}^2$	$M_{\text{ход}}^2$	$M_2^2$	$P_2$	$M_{\text{всх}}^2$	$M_{\text{ход}}^2$	$M_2^2$	$P_2$	$M_{\text{всх}}^2$	$M_{\text{ход}}^2$	$M_2^2$	$P_2$
I УЗЛОВАЯ ТОЧКА													
$z_1$	A	0	2260	2260	44	0	2260	2260	44	0	2260	2260	44
$z_2$	B	0	7990	7990	13	0	7990	7990	13	0	7990	7990	13
$z_3$	II	0	3000	3000	33	940	3000	3940	25	1030	3000	4030	25
		$\sum P = 90$ $M^2 = 1100, M = 33$			$\sum P = 82$ $M^2 = 1220, M = 35$			$\sum P = 82$ $M^2 = 1220, M = 35$					
II УЗЛОВАЯ ТОЧКА													
$z_3$	I	0	3000	3000	33	1100	3000	4100	24	1220	3000	4220	24
$z_4$	D	0	3670	3670	27	0	3670	3670	27	0	3670	3670	27
$z_5$	C	0	2170	2170	46	0	2170	2170	46	0	2170	2170	46
		$\sum P = 106$ $M^2 = 940, M = 31$			$\sum P = 97$ $M^2 = 1030, M = 32$			$\sum P = 97$ $M^2 = 1030, M = 32$					

$$M^2 = \frac{C}{[P]}; \quad c = 100\,000$$

№ хода	Длина хода $L$ в км	Номера точек		$M_{\text{Н}}^2$	$M_{\text{К}}^2$	$M_{\text{ДСХ}}^2$	$M_{\text{З}}^2$	$M_{\text{Об}}^2$	$M_{\text{Об}}$ в мм	$\frac{M_{\text{Об}}}{L}$	$\frac{2M_{\text{Об}}}{L}$
		начальной	конечной								
$z_1$	1,4	A	I	0	1220	610	2260	2870	54	1 : 26 000	1 : 13 000
$z_2$	2,5	B	I	0	1220	610	7990	8600	93	1 : 27 000	1 : 13 500
$z_3$	1,6	I	II	1220	1030	1125	3000	4125	64	1 : 25 000	1 : 12 500
$z_4$	1,8	D	II	0	1030	515	3670	4185	65	1 : 28 000	1 : 14 000
$z_5$	1,2	C	II	0	1030	515	2170	2685	52	1 : 23 000	1 : 11 500

Относительные ошибки по всем ходам укладываются в допуски, установленные для полигонометрической сети 1 разряда.

При коротких ходах в оцениваемой схеме полигонометрической сети относительные предельные ошибки могут оказаться больше допустимых. В этом случае точность проекта считается достаточной, если абсолютные величины ошибок определения положения узловых точек меньше 50 мм.

#### § 14. Закрепление пунктов полигонометрии

Устойчивость и сохранность полигонометрических знаков во многом зависят от выбранного места для закрепления пунктов полигонометрии и типа знака. Следует предпочитать стенные знаки, по сравнению с грунтовыми, имеющие следующие основные преимущества:

1. Стенные знаки более устойчивы.
2. Стоймость изготовления и закладки стальных знаков значительно меньше.
3. Стенными знаками удобнее пользоваться в любое время года.
4. С применением стальных знаков соответствующих конструкций можно предотвратить влияние ошибок редукции в угловых измерениях.

В Москве закладывались стенные полигонометрические знаки конструкции инж. И. А. Анисимова (рис. 23). В стену здания на высоте около 2 м от тротуара бетонировались специальные марки, имеющие диск с двумя конусными отверстиями.

Переносная штанга длиной 100 см с одного конца имеет два конических пальца, а с другого — отверстие для крепления визирного приспособления. Пальцы штанги вставляют в конические отверстия марки и тем самым фиксируют центр полигонометрического знака с погрешностью порядка  $\pm 1,5$  мм.

В Ленинграде широко применяют стальной полигонометрический знак конструкции инж. Б. К. Корнеева [17]. В стену здания заде-

лывают марку с цилиндрическим отверстием, в которое вставляют направляющую цилиндрической алюминиевой штанги длиной 142 см. На конце штанги имеется отверстие, центр которого фиксирует полигонометрический знак с погрешностью около  $\pm 2,0$  мм.

Заслуживают внимания ственные полигонометрические знаки со съёмными штангами конструкции мех. Л. Н. Ермилова [2] и инж. М. М. Ливанова [28].

Стенные знаки со съёмными штангами закрепляют в стены зданий на высоте около 2 м от поверхности земли.

Съёмные штанги ственных полигонометрических знаков описанных выше конструкций фиксируют центры полигонометрических знаков со средней ошибкой  $\pm 1-2$  мм, что обеспечивает требуемую точность при средних длинах линий ходов городской полигонометрии. Неудобство пользования этими знаками в том, что для привязок и разбивочных работ необходимо иметь переносные штанги. При этом должна быть обеспечена взаимозаменяемость штанг с требуемой точностью.

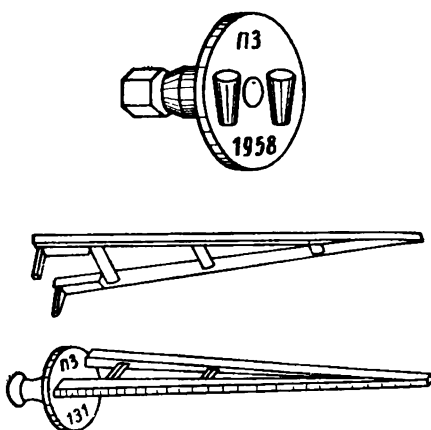


Рис. 23

Для устранения указанного неудобства в качестве ственных полигонометрических знаков широкое применение получили специальные марки, выступающие от поверхности стены на 2—5 см. На выступающих от стены частях таких марок закрепляют центр полигонометрического знака. В качестве марок часто используют обычные ственные реперы, в полочке которых просверливают отверстие диаметром 2—3 мм и зачеканивают его медью. Центр такого полигонометрического знака удален от стены всего на 3—4 см, а потому нет возможности установить над центром знака угломерный инструмент или лотаппарат. Поэтому углы и линии измеряют по вспомогательным, временно закрепленным точкам. Координаты от точек временно проложенного хода на полигонометрические знаки передают полярным способом.

Для контроля и увеличения надежности передачи координат закрепляют два знака, расположенных один от другого на расстоянии 4—8 м, и измеряют расстояние между ними. Такая система закрепления и привязки к ственным знакам разработана К. А. Лосевым [30], [32].

Инж. Н. С. Марченко предложил закреплять центры полигонометрических знаков тремя реперами, из которых один — основной и два вспомогательных. Вспомогательные знаки закрепляют на расстоянии 5—15 м от основного [17].

Инж. А. И. Марчук предложил полигонометрические центры закреплять на тротуарах временными облегченными знаками, а для восстановления их в случае уничтожения закреплять два центра на ственных реперах (рис. 24) [17]. Центры облегченных знаков

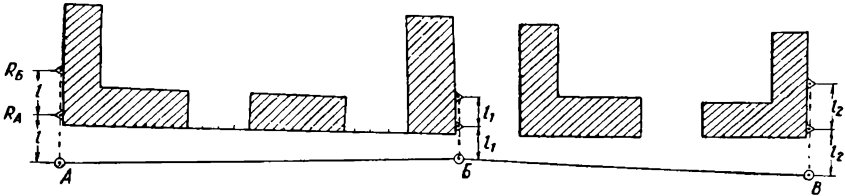


Рис. 24

устанавливают в створе точек, закрепленных на ственных реперах  $R_A$  и  $R_B$ . Расстояние  $l$  от центра знака  $A$  до ближайшего центра на репере  $R_A$  устанавливают такое же, как и между закрепленными

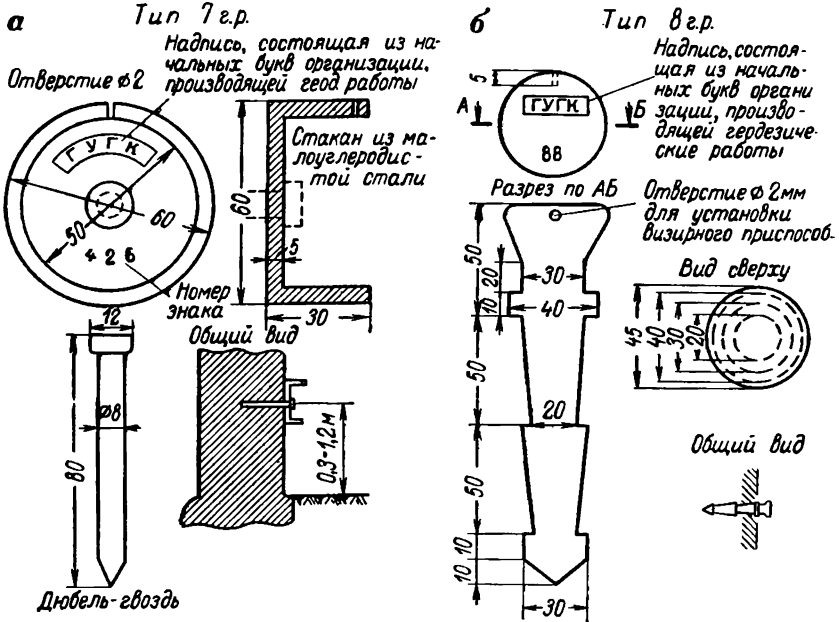


Рис. 25

точками на реперах  $R_A$  и  $R_B$ . Такой порядок закрепления знаков дает возможность легко их восстановить в случае уничтожения при ремонте тротуарного покрытия.

Имеются системы закрепления полигонометрических пунктов створным способом. Для этого ственные знаки закладывают на противоположных сторонах улиц или на перекрестках, а положение

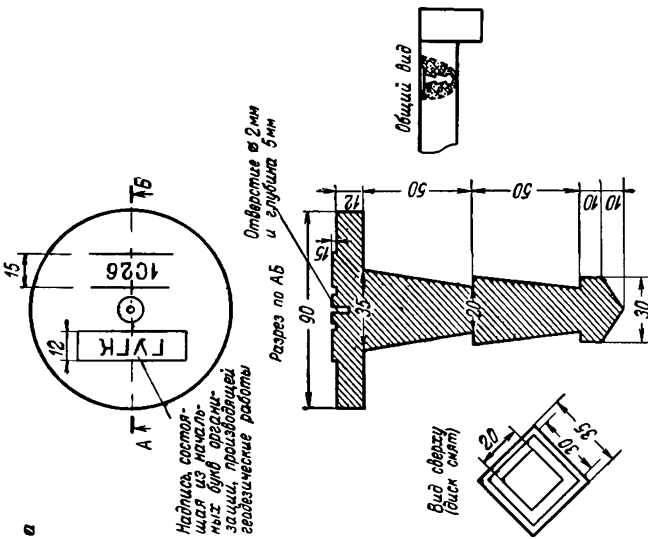
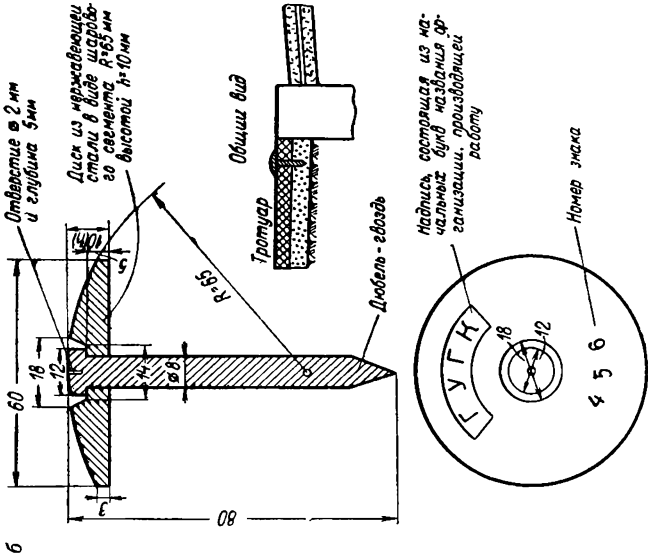


Рис. 26

пункта определяют промером стальной рулеткой по створу между соответствующими закрепленными точками.

Типы стенных полигонометрических знаков и конструктивные схемы их закрепления, утвержденные ГУГК при СМ СССР в качестве обязательных, представлены на рис. 25 (Тип 7 г. р. и Тип 8 г. р.). Эти типы полигонометрических знаков рекомендуются и для закрепления снесений центров пунктов триангуляции, расположенных на крышах зданий.

Для упрощения процессов использования стенных полигонометрических знаков для съемочных целей и разбивочных работ в городе рекомендуется около стенных знаков закрепить в твердом покрытии наземные рабочие центры полигонометрических знаков.

Типы закрепления рабочих наземных центров полигонометрии, утвержденные ГУГК при СМ СССР в качестве обязательных для всех ведомств и учреждений, представлены на рис. 26.

Несмотря на преимущества стенных знаков перед грунтовыми, даже в застроенных частях городских территорий очень часто приходится применять грунтовые полигонометрические знаки.

Грунтовые полигонометрические знаки закрепляют так же, как и центры пунктов триангуляции, типы которых, утвержденные ГУГК при СМ СССР в качестве обязательных для всех ведомств и учреждений, представлены на рис. 6, а, б, в, г, д с таким же наружным оформлением, какое рекомендовано для пунктов триангуляции и показано на рис. 6, е, ж, з.

Для технически обоснованного выбора мест закладки грунтовых знаков перед рекогносцировкой необходимо ознакомиться с геологической структурой почв территории города, с местом расположения оползневых участков, с планами сетей подземных коммуникаций и изучить перспективы городских строительных работ. На смещение полигонометрических пунктов, закрепленных грунтовыми знаками как по высоте, так и в плане, влияет искусственное понижение грунтовых вод. Подземные строительные работы, а также открытые котлованы могут вызвать смещение грунтовых знаков в полосе, доходящей по ширине до тройной глубины заложения строительных работ.

Весьма важно после закрепления полигонометрических знаков составить абрис привязки их к устойчивой и характерной ситуации местности с тем, чтобы по этим привязкам можно было всегда легко разыскать полигонометрические знаки в натуре.

## § 15. Измерение линий в городской полигонометрии

В настоящее время при выполнении городских геодезических работ применяются следующие способы измерений линий в полигонометрических ходах: светодальномерный, короткобазисный, створно-короткобазисный, параллактический, подвесными мерными приборами, при помощи вспомогательно измеренных элементов.

## 1. Измерение линий светодальномерами

Для измерения линий в городской полигонометрической сети применяют малые светодальномеры типа СТ-62, СТ-64 (МИИГАиК), ТД-1 (ВНИМИ), NASM-6 и др.

Особенно широкое применение получил малый светодальномер СТ-62М.

Основные технические данные светодальномера СТ-62М:

### 1. Пределы измерений:

днем . . . . . от 100 м до 2 км,  
ночью . . . . . от 100 м до 5 км.

2. Время, затрачиваемое непосредственно на измерение одной линии, 15—20 мин.

3. Время, потребное для вычисления одной линии, 10 мин.

4. Точность измерения расстояний  $m_s = \pm(15 + 3 \cdot s)$  мм.

5. Допустимый интервал температур воздуха, при котором измеряют расстояния, от  $-15$  до  $+40^\circ$  С.

6. Питание прибора: аккумуляторная батарея напряжением 12,6 в (батарея 10КН22).

7. Потребляемая мощность 30 вт.

8. Масса полного комплекта 70 кг.

В комплект прибора входят: приемо-передатчик (светодальномер), два отражателя, три штатива, аккумуляторная батарея, зарядный выпрямитель, барометр-анероид.

На рис. 27, б показан общий вид светодальномера СТ-62М, а на рис. 27, а — отражатель.

Измерение расстояний светодальномерами основано на измерении времени прохождения света от приемо-передатчика, установленного на одном конце измеряемой линии, до отражателя, установленного на другом конце измеряемой линии.

СТ-62М является фазовым светодальномером. Время распространения света им измеряют или путем определения частоты модуляции света  $f$  или числа  $N$  уложенных длин волн  $\lambda$  в двойном измеренном расстоянии, т. е.

$$2s_i' = c\tau = \lambda_i N_i = \frac{cN_i}{f_i}, \quad (\text{III.12})$$

где  $s_i'$  — измеряемое расстояние;

$c$  — скорость света;

$\tau$  — время прохождения света от приемо-передатчика до отражателя и обратно;

$f_i$  — частота модуляции света;

$N_i$  — число длин волн, уложенных в двойном измеренном расстоянии;

$\lambda_i$  — длина волны при частоте модуляции света  $f_i$ .

Принцип действия светодальномера заключается в следующем.



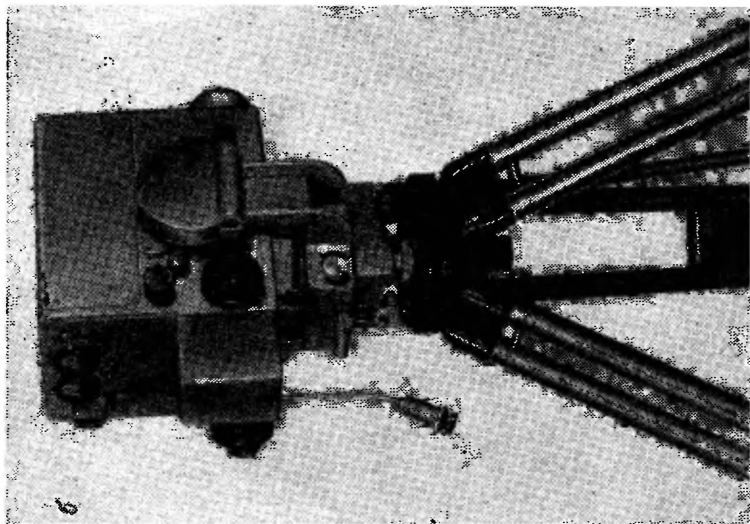
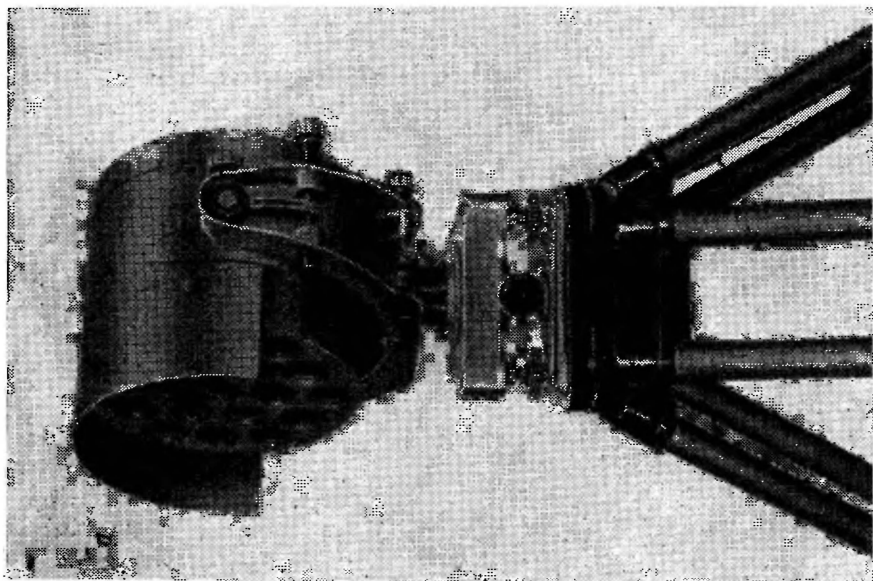


Рис. 27



Световой поток от источника 1 (рис. 28) при помощи конденсатора 2 через поляририд 3 фокусируется в межэлектродный зазор конденсатора Керра 4. Поляририд 3 и конденсатор Керра 4 составляют в данном случае модулятор света. Модулированный световой поток после прохождения через конденсатор Керра 4 при помощи фокусирующей линзы 5 и объектива 6 передающей трубы направляется на отражатель 7. Отраженный световой поток попадает на объектив 8 приемной трубы, фокусируется линзой 9 в межэлектродный зазор конденсатора Керра 10, проходит через поляризатор 11 и посредством окуляра 12 рассматривается наблюдателем.

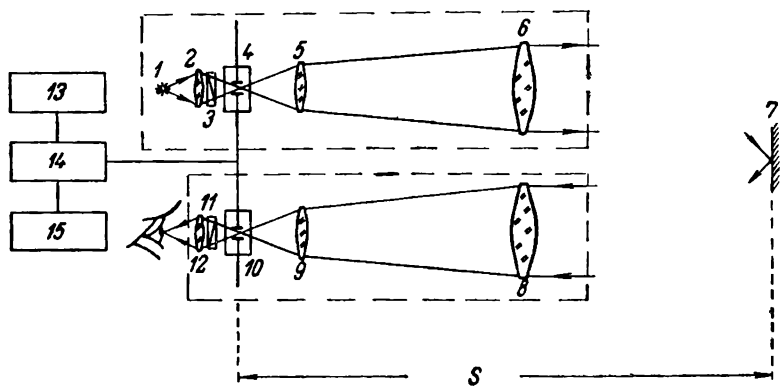


Рис. 28

На конденсаторы Керра передающей и приемной трубы с генератора 14 подаются электрические колебания высокой частоты. Питание генератора высокой частоты и электронной части прибора осуществляется блоками питания 13.

Наблюдатель, рассматривая свет через окуляр 12, плавно изменяет частоту генератора и фиксирует минимальную яркость отражаемого светового потока. В момент фиксации минимума светового потока по шкале генератора при помощи кварцевого калибратора 15 определяется частота модуляции света  $f_i$ .

Для однозначного определения расстояний по формуле (III.12) необходимо знать число длин волн  $N_1$  частоты  $f_1$ , уложившихся в двойном измеряемом расстоянии. Для этого наблюдают другой минимум светового потока и определяют его частоту  $f_{1+n}$ ; при этом всегда можно узнать разность порядковых номеров минимумов  $n$ , которая равна разности числа волн, соответствующих выбранным минимумам

$$n = N_1 - N_{1+n}. \quad (\text{III.13})$$

Следовательно, наблюдая два минимума светового потока в начале и в конце диапазона частот, можно получить два уравнения

$$\left. \begin{aligned} s' &= \frac{1}{2} \cdot \frac{c}{f_1} N_1 = \frac{1}{2} \lambda_1 N_1 \\ s' &= \frac{1}{2} \cdot \frac{c}{f_{1+n}} (N_1 + n) = \frac{1}{2} \lambda_{1+n} (N_1 + n) \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.14})$$

Решая систему уравнений (III.14) относительно числа  $N_1$ , получаем

$$N_1 = \frac{f_1}{f_{1+n} - f_1} n, \quad (\text{III.15})$$

или по формуле (III.13)

$$N_{1+n} = \frac{f_{1+n}}{f_{1+n} - f_1} n. \quad (\text{III.16})$$

Подставляя полученные значения чисел волн, уложившихся в измеряемом расстоянии  $N_1$  и  $N_{1+n}$  раз, в уравнения (III.14), получают расстояние

$$\left. \begin{aligned} s'_1 &= \frac{\lambda_1 N_1}{2} \\ s'_2 &= \frac{\lambda_{1+n} N_{1+n}}{2} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.17})$$

Окончательный результат вычисляют по формуле

$$s_{\text{ср}} = \frac{s'_1 + s'_2}{2}. \quad (\text{III.18})$$

Практически измерение расстояний сводится к следующему.

Наблюдатель, согласно заранее составленной программе, выбирает определенное количество минимумов светового потока в плавно изменяющемся диапазоне частот. Прокалибровав шкалу генератора по кварцу ближайшей калибровочной точки, определяют значения отсчетов, соответствующие минимуму в начале диапазона частот. В этом случае при наблюдении минимума светового потока в измеряемом расстоянии укладывают  $N_1$  количество волн длиной  $\lambda_1$ . Далее наблюдатель определяет значения отсчетов по шкале генератора, соответствующие минимуму в конце диапазона частот. Тогда при наблюдении минимума светового потока в этом же измеряемом расстоянии, уложится  $N_{1+n}$  количество волн длиной  $\lambda_{1+n}$ . Выполнив наблюдения двух минимумов по формулам (III.15) — (III.17), вычисляют искомое расстояние.

Каждый минимум наблюдатель определяет 10 приемами. Записи отсчетов производят в журнале специальной формы, в который записывают время наблюдений, температуру  $t$  и давление  $P$  воздуха, высоту светодаляномера  $i$  и отражателя  $v$ .

Перед наблюдениями необходимо определить постоянную поправку прибора  $\delta_i$ . Постоянная поправка прибора  $\delta_i$  геометрически представляет сумму двух величин  $l_1$  и  $l_2$ , где  $l_1$  — расстояние между вертикальной плоскостью, проходящей через электроды ячеек Керра

и осью вращения приемо-передатчика, а  $l_2$  — расстояние между зеркалом и вертикальной осью вращения отражателя.

Постоянную поправку прибора определяют по оптической схеме приемо-передатчика и отражателя и проверяют на базисе длиной 0,5—1,0 км.

Для светодальномера СТ-62М теоретическое значение постоянной поправки равно

$$\delta_i = -0,200 \text{ м.}$$

Измеренное расстояние вычисляют по специальной схеме в следующем порядке.

Вначале переводят деления шкалы прибора, полученные по каждому минимуму, в частоту модуляций  $f_i$ . Перевод осуществляется по таблицам, которые составляют по результатам исследования данного прибора. Затем вычисляют по формулам (III.15) и (III.16) значение  $N_i$  волн, уложенных в измеряемом расстоянии. Для уверенного округления числа  $N_i$  предельное отклонение вычисленного значения от истинной величины не должно быть больше  $\pm 0,45$ . После вычисления числа  $N_i$  получают длину волны  $\lambda_i$ , которую выбирают из таблиц, составленных по формуле

$$\lambda_i = \frac{c}{f_i}. \quad (\text{III.19})$$

Далее, зная длину волны  $\lambda_i$ , по формулам (III.15) — (III.17) вычисляют расстояние  $s$ .

В измеренное расстояние вводят следующие поправки:

Постоянную поправку прибора . . . . .  $-\delta_i$ ,  
 За температуру воздуха . . . . .  $-\delta_t$ ,  
 За давление воздуха . . . . .  $-\delta_P$ ,  
 За центрирование светодальномера и отражателя  $-\delta_{ц}$ .

Поправку за температуру вычисляют по формуле

$$\delta_t = s' \frac{(\mu_{12,740} - 1) \alpha (t^\circ - 12^\circ)}{\mu_{12,740} + \alpha (t^\circ - 12^\circ)}, \quad (\text{III.20})$$

где  $\mu_{12,740} = 1,0002846$  — коэффициент преломления воздуха при температуре  $t = 12^\circ \text{C}$  и давлении  $P = 740 \text{ мм рт. ст.}$ ;

$\alpha$  — коэффициент, равный 0,003665;  
 $t$  — температура воздуха во время измерений.

Поправку за давление воздуха  $\delta_P$  определяют по формуле

$$\delta_P = s' \frac{(\mu_{12,740} - 1) (740 - P)}{740 + (\mu_{12,740} - 1) P}. \quad (\text{III.21})$$

Здесь  $\mu_{12,740}$  имеет то же значение, что и в формуле (III.20);  
 $P$  — давление воздуха во время наблюдений.

Для облегчения вычислений по формулам (III.20) и (III.21) составлены таблицы, из которых по аргументам  $t$  и  $P$  выбирают соответствующие поправки.

Поправку за давление воздуха  $\delta_P$  обычно вводят в случаях, когда измерения светодальнономером производят в горной местности.

Окончательное значение измеренной линии  $s$  с учетом поправок получится

$$s = s' + \delta_t + \delta_P + \delta_{\text{ц}}. \quad (\text{III.22})$$

В табл. 23 приведен пример записи при измерении и вычислении расстояния, измеренного светодальнономером СТ-62М.

Т а б л и ц а 23

Линия пз 52 — пз 53

28 апреля 1967 (дата)  $t_{\text{б2}} = 1,57, v_{\text{б3}} = 1,59, t^\circ = +8^\circ \text{C}$

min	Кварц	От-счет	$f$	$n$	$\Delta f$	$N_{\text{выч}}$	$N_{\text{окр}}$	$\lambda/2$	$s'$	$s'_{\text{ср}} = 279,510$
1	180	194,9	20640,9	2	1073,2	38,47	38,5	7,260067	279,512	$\delta_t = 0,200$
2	400	506,2	21176,5	1	535,6	39,54	39,5	7,076443	519	$\delta_t = 0,001$
3	880	879,2	21714,1	1	537,6	40,39	40,5	6,901244	500	$\delta_{\text{ц}} = 0$

$$m = \sqrt{\frac{185}{2}} = \pm 9 \text{ мм},$$

$$\begin{aligned} s'_{\text{ср}} &= 279,510 \\ s &= 279,309^* \end{aligned}$$

$$M = \frac{m}{\sqrt{3}} = \pm 5 \text{ мм}.$$

В приведенном примере поправка  $\delta_P$  не вводилась из-за малой величины.

Светодальнономером СТ-62М измерены линии в ходах полигонометрии различных разрядов во многих городах страны. Опыт применения этого прибора показывает, что производительность труда на полигонометрических работах повышается в 3—4 раза (по сравнению с измерением подвесными мерными приборами), сокращается состав бригады исполнителей, значительно облегчается выбор трассы, увеличивается возможность проложения полигонометрических ходов в условиях, не удобных для измерения линий проволоками, увеличивается маневренность в работе, упрощаются вычисления. В настоящее время светодальнономер СТ-62М выпускают серийно.

## 2. К о р о т к о б а з и с н ы й м е т о д и з м е р е н и я л и н и й

В полигонометрии 2 разряда на застроенной территории, где средняя длина стороны хода меньше 200 м, использовать светодальнономер экономически нецелесообразно; в таких случаях применяют

\* В измеренную светодальнономером длину линии полигонометрии необходимо ввести поправку за наклон и в случае надобности — за проектирование на поверхность референц-эллипсоида и на плоскость в системе координат Гаусса — Крюгера.

короткобазисный метод, разработанный в МИИГАиК под руководством проф. А. С. Филоненко.

Сущность метода заключается в следующем.

Против полигонометрического знака  $A$  (рис. 29) на другой стороне проезда устанавливают на штативе горизонтальную рейку  $DE$  длиной 2 или 3 м с марками, укрепленными на ее концах. Рейку устанавливают перпендикулярно к линии  $AC$ , соединяющей середину рейки с точкой  $A$ . Оптическим теодолитом в точке  $A$  измеряют

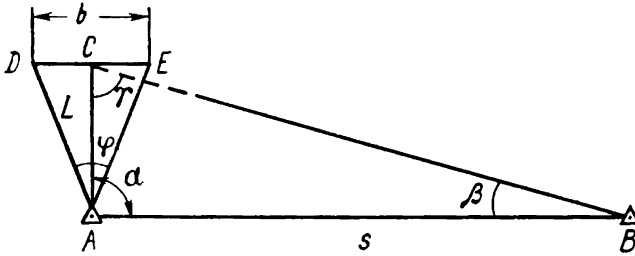


Рис. 29

параллактический угол  $\varphi$  между направлениями на марки рейки. По измеренному углу  $\varphi$  и длине базиса  $b$  вычисляют длину линии  $AC = L$  по формуле

$$L = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2}. \quad (\text{III.23})$$

Длина  $L$  является базисом для определения длины стороны  $AB$ . В треугольнике  $ABC$  измеряют параллактический угол  $\beta$  и угол  $\alpha$ . Длину линии  $AB$  находят по формуле

$$S = \frac{L \sin(\alpha + \beta)}{\sin \beta}, \quad (\text{III.24})$$

или с учетом (III.23)

$$S = \frac{b \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} \sin(\alpha + \beta)}{2 \sin \beta}. \quad (\text{III.25})$$

Для определения требуемой точности измерения параллактических углов  $\varphi$  и  $\beta$  продифференцируем формулу (III.25)

$$\begin{aligned} ds = \frac{s}{b} db - \frac{S}{\operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \cdot \frac{d\varphi}{2\rho} + \frac{S \cos(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha + \beta)} \cdot \frac{d\alpha}{\rho} + \\ + \frac{S \cos(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha + \beta)} \cdot \frac{d\beta}{\rho} - \frac{S \sin \beta}{\sin^2 \beta} \cos \beta \frac{d\beta}{\rho}, \end{aligned}$$

или после преобразований

$$\frac{ds}{S} = \frac{db}{b} - \frac{d\varphi}{\sin \varphi} \cdot \frac{1}{\rho} + \frac{d\alpha}{\operatorname{tg} \gamma} \cdot \frac{1}{\rho} - \left( \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} - \frac{1}{\operatorname{tg} \gamma} \right) \frac{d\beta}{\rho},$$

откуда

$$\frac{ds}{S} = \frac{db}{b} - \frac{1}{\sin \varphi} \cdot \frac{d\varphi}{\rho} + \frac{1}{\operatorname{tg} \gamma} \cdot \frac{d\alpha}{\rho} - \frac{\sin(\gamma - \beta)}{\sin \beta \cdot \sin \gamma} \cdot \frac{d\beta}{\rho}. \quad (\text{III.26})$$

Длина переходного базиса  $AC = L$  должна быть такой, чтобы угол  $\gamma$  находился в пределах  $70-110^\circ$ . Поэтому третий член правой части формулы (III.26) будет малым по сравнению с другими членами и при рассмотрении ошибок измеряемой линии им можно пренебречь. Кроме того, угол  $\beta$  будет всегда малым, поэтому отношение  $\frac{\sin(\gamma - \beta)}{\sin \gamma}$  можно принять равным единице. Тогда выражение (III.26) примет вид

$$\frac{ds}{S} = \frac{db}{b} - \frac{1}{\sin \varphi} \cdot \frac{d\varphi}{\rho} - \frac{1}{\sin \beta} \cdot \frac{d\beta}{\rho}. \quad (\text{III.27})$$

Примем в условиях застройки среднюю величину переходного базиса  $L = 12$  м. Тогда при  $b = 2$  м получим параллактический угол  $\varphi = 9^\circ 36'$ .

Заменим  $\sin \varphi$  через  $\frac{b}{L}$ , а  $\sin \beta$  через  $\frac{L}{S}$ . Кроме того, обозначим

$$\frac{b}{L} = \frac{1}{k_1}, \text{ а } \frac{L}{S} = \frac{1}{k_2}, \text{ тогда}$$

$$\frac{ds}{S_1} = \frac{db}{b} - k_1 \frac{d\varphi}{\rho} - k_2 \frac{d\beta}{\rho}.$$

Учитывая средние квадратические ошибки, получаем

$$\frac{m_s^2}{S^2} = \frac{m_b^2}{b^2} + k_1^2 \frac{m_\varphi^2}{\rho^2} + k_2^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{III.28})$$

Если углы  $\varphi$  и  $\beta$  измерим с одинаковой точностью, то  $m_\varphi = m_\beta$  и выражение (III.28) примет вид

$$\frac{m_s^2}{S^2} = \frac{m_b^2}{b^2} + \frac{m_\varphi^2}{\rho^2} (k_1^2 + k_2^2), \quad (\text{III.29})$$

откуда

$$m_\varphi^2 = \frac{\left\{ \left( \frac{m_s}{S} \right)^2 - \left( \frac{m_b}{b} \right)^2 \right\} \rho^2}{k_1^2 + k_2^2}. \quad (\text{III.30})$$

Исследованиями показано, что наиболее технически оправданное в отношении точностных характеристик является такое звено, у которого  $k_1 = k_2$ , а следовательно и  $\varphi = \beta$ . Такая форма звена, при заданной длине измеряемой линии  $\bar{S}$ , достигается выбором длины  $L$  при построении звена на местности.

При этом пользуются следующими соображениями

$$S = b \cdot k_1 \cdot k_2.$$

Если  $k_1 = k_2 = k$ , то

$$S = b \cdot k^2,$$

откуда

$$k = \sqrt{\frac{S}{b}}.$$

Но  $k = \frac{L}{b}$ , поэтому  $L = \sqrt{S \cdot b}$ , при  $b = 2$  м,  $L = 1,4 \sqrt{S}$ .  
Если  $S \approx 256$  м, то  $L \approx 22,5$  м.

Величина  $S$  выбирается из схемы, составленной в масштабе или приближенно определяется непосредственно в натуре.

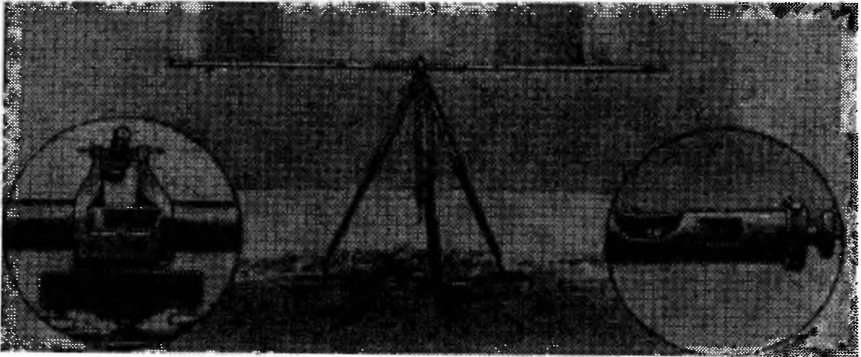


Рис. 30

Для частного случая, когда углы  $\varphi$  и  $\beta$  равны, получаем  $k_1 = k_2 = k$ . Тогда

$$m_{\varphi}^2 = \frac{\left\{ \left( \frac{m_s}{S} \right)^2 - \left( \frac{m_b}{b} \right)^2 \right\} \rho^2}{2k^2}. \quad (\text{III.34})$$

Величину  $k$  называем коэффициентом увеличения. Формулы (III.30) и (III.31) дают возможность подсчитать необходимую точность измерения углов  $\varphi$  и  $\beta$  в зависимости от коэффициента увеличения.

При измерении линий полигонометрии короткобазисным способом применяют деревянные рейки с укрепленной на них инварной лентой или проволокой, заключенной в защитную тонкостенную трубу с регулировочным приспособлением для сохранения постоянства натяжения проволоки или ленты. На концах проволоки (ленты) прикреплены марки, которые видны через специальные отверстия, сделанные в защитной трубке (рис. 30).

Длину рейки  $b$  между осями марок можно определить со средней ошибкой порядка  $\pm 10-15$  мкм при помощи измерительной машины или стационарного компаратора.



Учитывая некоторое изменение длины рейки в процессе измерений, примем для расчетов  $m_b = \pm 0,05$  мм. При длине жезла 2 м

$$\frac{m_b}{b} = \frac{0,05}{2000} = \frac{1}{40\,000}.$$

Для установки рейки в горизонтальное положение на ней закреплен уровень. Поверку уровня производят при помощи вспомогательного теодолита, установленного в 20—25 м от поверяемой рейки. Рейку устанавливают перпендикулярно к биссектрисе параллактического угла  $\varphi$  при помощи специального визира.

Для проверки визира в 5—6 м от рейки укрепляют иглу в точке  $C$  (рис. 31). Установленную в горизонтальное положение рейку

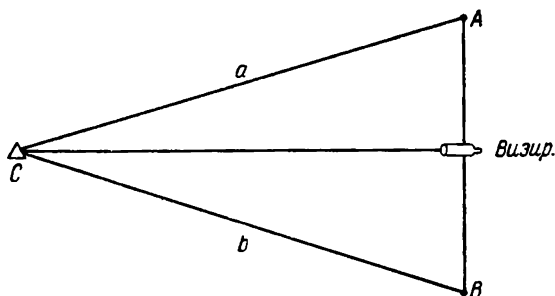


Рис. 31

располагают так, чтобы расстояния  $AC$  и  $BC$  были равны, после чего визирная ось визира должна проходить через точку  $C$ . В случае необходимости положение визира на рейке исправляют поворотом его оправы или перемещением креста нитей.

При вращении трубки визира в вертикальной плоскости крест нитей его сетки должен перемещаться по отвесной линии. Эту поверку производят при помощи отвеса, находящегося на расстоянии 5—6 м от поверяемого жезла.

При измерении линий короткобазисным методом действуют как случайные, так и систематические ошибки. К систематическим ошибкам, влияющим на точность измерения линий, следует отнести: ошибку компарирования рейки, неперпендикулярность ее к биссектрисе параллактического угла  $\varphi$ , отклонение от горизонтального положения и др.

Ошибка измерения параллактического угла содержит как случайную, так и систематическую часть.

Будем считать, что соответствующей методикой измерения углов, принятой в соответствии с результатами предварительного исследования угломерного инструмента, систематическая часть ошибки измерения в значительной мере уменьшена.

Известно, что при короткобазисном методе систематические ошибки имеют существенное влияние и с ними нельзя не считаться.

При расчетах требуемой точности измерения линий в полигонометрических ходах 1 разряда (§ 4) получено  $m_s = 0,020$ , а  $\lambda_s = 0,0010$ . Следовательно, в пределах одной линии средней длины в полигонометрическом ходе 1 разряда имеем  $\frac{m_s}{\lambda_s} = 2,0$ , т. е. суммарное влияние случайных ошибок в 2 раза больше суммарного влияния систематических ошибок. Распространим это отношение и на измерение линий полигонометрии 1 разряда короткобазисным методом и в связи с этим поставим условие, чтобы суммарная случайная ошибка измерения одной линии не превышала 1 : 17 000. Отнесем эту ошибку за счет случайной ошибки измерения угла  $\varphi$ , тогда на основании формулы (III.31) получим при  $b = 2$  м и  $k = 12,0$

$$m_\varphi = \frac{\rho}{\sqrt{2k}} \sqrt{\left(\frac{1}{17\,000}\right)^2 - \left(\frac{1}{40\,000}\right)^2} = 0'',6.$$

Следовательно, при средней квадратической ошибке измерения угла  $\varphi = 0'',6$ , измеряемая линия  $AB$  не должна иметь длину более

$$S = bk^2 = 2,0 \cdot 12^2 = 288 \text{ м.}$$

С увеличением длины измеряемой линии при постоянной длине рейки требования к точности измерения параллактических углов  $\varphi$  и  $\beta$  будут возрастать.

Решая формулу (III.31) относительно  $k$ , получаем

$$k = \rho \frac{\sqrt{\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 - \left(\frac{m_b}{b}\right)^2}}{m_\varphi \sqrt{2}}. \quad (\text{III.32})$$

Многочисленные производственные материалы показывают, что с применением соответствующей методики и уточнением результатов измерения параллактических углов можно добиться, чтобы средняя квадратическая ошибка измерения не превышала  $\pm 0'',8$ . Тогда  $k = 9$ , следовательно, для обеспечения требуемой точности измерения линий в ходах полигонометрии I разряда при длине базиса 2 м не следует измерять линии длиннее 160 м.

Для увеличения точности каждую линию полигонометрического хода измеряют дважды при расположении базиса на разных концах измеряемой линии (рис. 32, б) или измеряют линии по частям (рис. 32, а).

При построении короткобазисного звена стремятся к тому, чтобы сумма углов  $\alpha$  и  $\beta$  (см. рис. 29) не выходила за пределы 70—110°.

Для ослабления ошибок делений лимба при измерении параллактических углов используют заранее выбранный участок лимба, на котором ошибки делений имеют минимальную величину. Для выбора такой части лимба определяют рен микроскопа на участках лимба, расположенных через 3°. По результатам определения рена выбирают ту часть лимба (протяжением в 6—10°), где рен совпадает с вычисленным средним его значением. В этом интервале снова

выбирают участок лимба в  $3-5^\circ$ , где рен постоянен и близок к среднему.

Так как величина рена оптического микроскопа значительно меняется в зависимости от освещения угломерного круга, то при работе следует пользоваться искусственным его освещением.

При измерениях параллактических углов вводят поправки за рен оптического микроскопа, величины которых определяют при исследованиях.

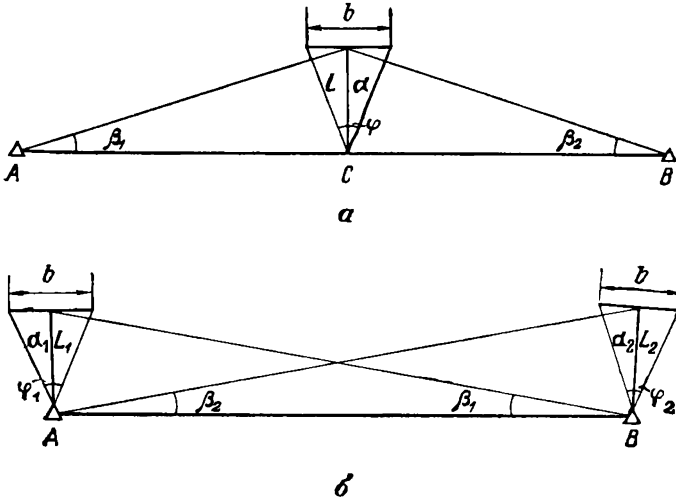


Рис. 32

Для уменьшения ошибки визирования подбирают такую толщину штрихов и их окраску на марках жезла, чтобы они обеспечивали максимальную точность наведения при измерениях углов  $\varphi$ .

Хорошая точность визирования обеспечивается в тех случаях, когда штрих марки занимает больше половины видимого расстояния ширины биссектора нитей.

При измерении параллактического угла  $\beta$  применяют щитковые марки с раскрашенными треугольниками на светлом фоне, устанавливаемые в трегер после снятия рейки и угломерного инструмента. Применяют также ромбические марки и марки в виде раскрашенных вертикальных полос различной ширины.

Для уменьшения ошибки отсчета каждое совмещение штрихов лимба необходимо заканчивать вращением барабана оптического микрометра по ходу часовой стрелки (ввинчивание). На точность измерения параллактических углов значительно влияет равномерность зажима алидады закрепительным винтом. Установлено, что ошибка, вызванная перенапряжениями при креплении теодолита на штативе или зажиме алидады закрепительным винтом, может достигать  $4-5''$ . Поэтому закрепительные винты алидады горизон-

тального круга и трубы теодолита должны быть ввинчены всегда до одного и того же предела. Для этого полезно приспособить к винтам специальные индексы. В последних образцах теодолитов это обстоятельство учтено и вместо закрепительного винта ставят защелку.

В процессе измерения параллактических углов инструмент со штативом и марки должны быть защищены зонтом от попадания на них прямых лучей солнца.

Параллактические углы  $\varphi$  целесообразнее измерять при одном круге теодолита, т. е. полуприемами. Примем, что ошибка измерения параллактического угла  $m_{\text{уг}}$  из одного полуприема зависит от ошибки визирования  $m_{\text{в}}$ , ошибок деления лимба  $m_{\text{л}}$  и ошибок отсчета  $m_{\text{о}}$ .

Учитывая, что каждая из перечисленных ошибок при измерении угла участвует дважды, получаем

$$m_{\text{уг}} = \sqrt{2m_{\text{в}}^2 + 2m_{\text{о}}^2 + 2m_{\text{л}}^2}. \quad (\text{III.33})$$

Для теодолита ТБ-1 исследованием получено  $m_{\text{в}} = 0''{,}4$ ,  $m_{\text{о}} = 0''{,}3$  и  $m_{\text{л}} = 0''{,}4$ . Поэтому

$$m_{\text{уг}} = \pm 0''{,}9.$$

Из  $n$  полуприемов ошибка измерения параллактического угла будет

$$m_{\varphi} = \frac{m_{\text{уг}}}{\sqrt{n}}. \quad (\text{III.34})$$

В зависимости от разряда полигонометрии, необходимой точности измерения линий и формы короткобазисного звена углы измеряют 2—4 полуприемами.

Внешние условия при измерении углов  $\beta$  несколько хуже, чем при измерении углов  $\varphi$ . Для того чтобы получить одинаковую точность измерения углов  $\beta$  и  $\varphi$ , т. е.  $m_{\beta} = m_{\varphi}$ , углы  $\beta$  измеряют полными приемами. В полигонометрических ходах 1 разряда при однократном измерении отрезков длиной 200 м и при  $k$  от 6 до 10 углы  $\beta$  измеряют 2—6 приемами; при  $k = 6$  достаточно двух приемов, а при  $k = 10$  необходимо доводить до 6 приемов. При увеличении длин измеряемых отрезков необходимо увеличивать и число приемов. При длинах отрезков до 100 м достаточно угол  $\beta$  измерить одним приемом, если значение  $k$  не меньше 6.

### 3. Створно-короткобазисный метод

При этом методе измерения каждую сторону полигонометрического хода разбивают на отрезки 50—60 м. В точках  $\mathcal{Ж}_1$  и  $\mathcal{Ж}_2$  устанавливают двухметровую рейку, а в точках  $A$ ,  $J$  и  $B$  — теодолит для измерения параллактических углов  $\varphi$  (рис. 33).

Расчеты показывают, что неучитываемое отклонение точек  $Ж_1$ ,  $J$  и  $Ж_2$  от створа даже при измерении полигонометрических ходов 1 разряда может быть допущено до 0,3 м.

Вследствие того что расстояние от инструмента до марок рейки во всех случаях практически одинаково, можно ширину штрихов марок рассчитать с учетом получения наиболее высокой точности визирования. По исследованиям доц. Н. Г. Романова [40], если ширина штрихов марок занимает более половины видимой части

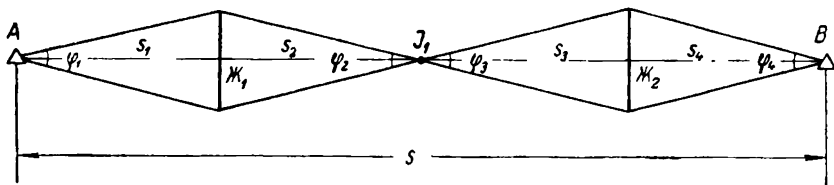


Рис. 33

биссектора сетки нитей теодолита, то ошибка визирования определяется величиной

$$m_v = \frac{7'',5}{\Gamma}, \quad (\text{III.35})$$

где  $\Gamma$  — увеличение зрительной трубы. Ранее принималось  $m_v = \frac{30''}{\Gamma}$ . Такое увеличение точности — результат надлежащего выбора ширины штрихов визирных целей.

Каждый отрезок измеряемой линии вычисляют по формуле

$$S_i = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} + c, \quad (\text{III.36})$$

где  $b$  — длина жезла;

$c$  — постоянное слагаемое, равное расстоянию от линии, соединяющей марки жезла до оси вращения жезла.

После дифференцирования и перехода к средним квадратическим ошибкам получим

$$\frac{m_{s_i}^2}{S_i^2} = \frac{m_b^2}{b^2} + \frac{m_\varphi^2}{\varphi^2}. \quad (\text{III.37})$$

При тщательном и довольно частом компарировании жезла первый член правой части формулы (III.37) будет малой величиной по сравнению со вторым, поэтому можно написать

$$\frac{m_{s_i}}{S_i} = \frac{m_\varphi}{\varphi}. \quad (\text{III.38})$$

Примем  $\varphi = \frac{b}{s} \rho$ , тогда

$$m_{s_i} = \frac{m_\varphi S_i^2}{b\rho}. \quad (\text{III.39})$$

Следовательно, ошибка измерения линии прямо пропорциональна ошибке измерения параллактического угла, квадрату длины измеряемой линии и обратно пропорциональна длине рейки.

Если линию  $s$  измерить двумя равными отрезками  $s_1$  и  $s_2$ , то

$$m_s = m_{s_i} \sqrt{2} = \frac{m_\varphi S^2 \sqrt{2}}{4b\rho} = \frac{m_\varphi S^2}{b\rho \sqrt{2^3}},$$

так как

$$S_1 = S_2 = \frac{S}{2}.$$

При разбивке линии на три равных отрезка

$$S_1 = S_2 = S_3 = \frac{S}{3},$$

$$m_s = \frac{m_\varphi \sqrt{3} S^2}{9b\rho} = \frac{m_\varphi S^2}{b\rho \sqrt{3^3}}.$$

В общем случае при  $q$  измеряемых отрезках одной линии

$$m_s = \frac{m_\varphi}{b\rho} \cdot \frac{S^2}{\sqrt{q^3}}. \quad (\text{III.40})$$

Параллактические углы  $\varphi$  измеряют так же, как и в короткобазисном методе, полуприемами.

При длине измеряемого отрезка 60 м (угол  $\varphi = 1^\circ 55'$ ) для обеспечения относительной точности измерения 1 : 10 000 нужны 2 полуприема, а для точности 1 : 20 000 — 5 приемов.

Для уменьшения ошибки, возникающей вследствие аккомодации глаза, рекомендуется при измерении параллактических углов нити сетки трубы наводить на марку дважды и отсчитывать по кругу только после второго наведения. Полезно делать два совмещения штрихов лимба и брать два отсчета по оптическому микрометру, не допуская при этом разницы более  $0''{,}4$ .

Длину измеряемой линии  $s$  вычисляют по формуле

$$S = nc + \frac{b_0}{2} \left[ \text{ctg} \frac{\varphi}{2} \right] + \Delta_1 S_c + \Delta_2 [S_c^2] + \Delta t (t - 20^\circ) S_c, \quad (\text{III.41})$$

где  $n$  — число измеренных отрезков линии;

$c$  — расстояние между линией, соединяющей марки жезла с осью вращения его;

$b_0$  — номинальная длина жезла;

$\Delta_1$  — поправка в миллиметрах на 100 м расстояния из-за неравенства длины жезла номиналу;

$\Delta_2$  — поправка в миллиметрах за влияние систематической ошибки измерения угла;

$\Delta t$  — поправка за температуру в миллиметрах на 100 м.

Определение постоянной  $C$  выполняют следующим образом.

В створе линии  $AB$  (рис. 34) на расстоянии 5—6 м в точках  $A$ ,  $B$  и  $B$  устанавливают 3 штатива с теодолитами. В точке  $A$  ставят теодолит, а в точке  $B$  — жезл. Измеряют расстояния  $s_1 = AB$ , затем жезл переносят в точку  $B$  и измеряют расстояния  $s_2 = AB$ , затем жезл переносят в точку  $B$ , а теодолит устанавливают в точке  $B$  и измеряют  $s_3 = BB$ . Можно написать

$$S_1 + S_2 - S_3 = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + C + \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} + C - \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_3}{2} - C = 0,$$

откуда

$$C = \frac{b}{2} \left( \operatorname{ctg} \frac{\varphi_3}{2} - \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} - \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} \right). \quad (\text{III.42})$$

При двух-трех определениях величины  $C$  описанным способом ошибка определения характеризуется величиной 0,2—0,3 мм.

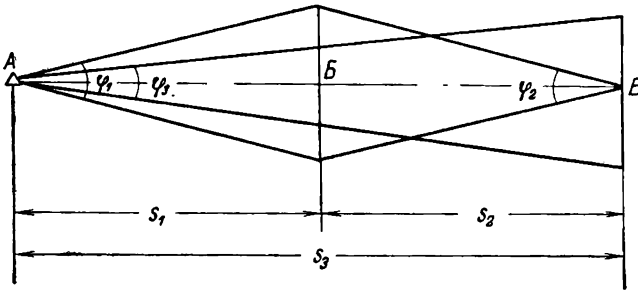


Рис. 34

Значение величины  $\Delta_2$  определяют на полевом компараторе (длиной 120 м), измеренном инварными проволоками.

При измерении длины компаратора отрезками в 60 м можно написать

$$\Delta_2(0,6^2 + 0,6^2) + \Delta t(t - 20^\circ)1,2 + r_1 = 0, \quad (\text{III.43})$$

где  $r_1$  — величина, определяемая по формуле

$$r_1 = 2C + \frac{b_0}{2} \sum \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} + \Delta_1 1,2 - L,$$

$L$  — длина компаратора, измеренная проволоками.

Величину  $\Delta_t$  находят или из предварительно произведенных исследований температурного коэффициента рейки или из справочных таблиц для материала, из которого изготовлена ленточка или проволока рейки.

Если компаратор измерить несколько раз при сильно различающихся температурах, то можно одновременно с величиной  $\Delta_2$  определить и значение  $\Delta t$ . Полезно величину поправки  $\Delta_1$  определять на полевом компараторе одновременно с получением поправки  $\Delta_2$ . Для этого компаратор измеряют отрезками в 60 м и целиком при

одинаковой или близких температурах. Тогда можно составить систему уравнений поправок

$$1,2\Delta_1 + 0,72\Delta_2 + r_1 = 0,$$

$$1,2\Delta_1 + 1,44\Delta_2 + r_2 = 0.$$

Из решения этой системы найдем значения поправок  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$ .

Поправки  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$  определяют через каждые две-три недели в течение полевого периода.

Рекомендуется после окончания полевого периода обработать все результаты компарирования, произведенные в течение полевого периода, и вывести среднее значение величин  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$ .

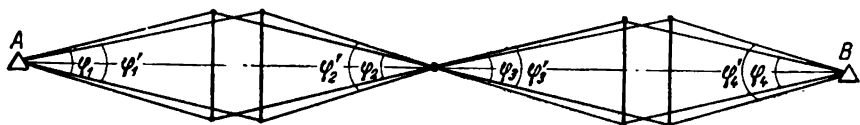


Рис. 35

Величина  $\Delta_2$  в основном зависит от ошибок делений лимба, если участок лимба для измерения углов подобран хорошо, то и величина  $\Delta_2$  мала.

Для увеличения точности измерения длин сторон полигонометрии применяют двойное створно-короткобазисное звено, изображенное на рис. 35, на котором показаны измеренные параллактические углы  $\varphi_1$ ,  $\varphi_1'$ ,  $\varphi_2$  и  $\varphi_2'$ ...

Для контроля измерений рекомендуется применять рейки с двумя парами марок. Длину базиса между одной парой принимают 2000 мм а между другой парой 1818,15 мм.

Тогда

$$\varphi = \frac{11}{10} \varphi_1.$$

#### 4. Параллактический метод измерения линий

На незастроенных и открытых городских территориях с успехом применяется параллактический метод измерения линий, разработанный проф. В. В. Даниловым [5].

Наиболее точные результаты получаются при применении симметричного звена с расположением базиса по середине измеряемой линии (рис. 36).

Если базис  $MN$  перпендикулярен к измеряемой линии  $AB$  и отрезок

$$OM = ON = \frac{b}{2},$$



где  $b$  — длина базиса, то длину линии  $AB$  определяют по формуле

$$S = l_1 + l_2 = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha_1}{2} + \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha_2}{2}. \quad (\text{III.44})$$

В качестве базиса обычно применяют расстояние между двумя штативами, измеренное инвариантными проволоками. На штативах укрепляют отточенные на пологий конус целики, у которых диаметр окружности верхнего среза равен 3—4 мм. Верхний

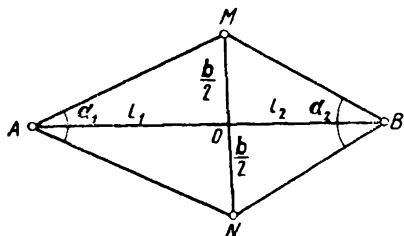


Рис. 36

конец целика имеет сферическую отполированную поверхность, на которой тонкими штрихами нанесен крест. Длину базиса измеряют между этими штрихами, а при измерении параллактических углов визируют на ось конусных целиков. Базис разбивают при помощи одноминутного или тридцатисекундного теодолита и стальной прокомпарированной рулетки.

Если базис расположен по середине измеряемой линии и углы  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  измерены с одинаковой точностью, то можно положить, что ошибки измерения расстояний  $l_1$  и  $l_2$  будут одинаковыми, т. е.

$$m_{l_1} = m_{l_2} = m_l.$$

Тогда, согласно (III.44), получим

$$m_s^2 = m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2,$$

или

$$m_s = m_l \sqrt{2}. \quad (\text{III.45})$$

Напишем формулу для вычисления  $l$  в общем виде

$$l = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2}. \quad (\text{III.46})$$

Продифференцируем ее

$$dl = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2} db - \frac{b}{2} \cdot \frac{1}{\sin^2 \frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{d\alpha}{2\rho},$$

или

$$dl = \frac{1}{b} db - \frac{1}{\operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{1}{\sin^2 \frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{d\alpha}{2\rho}.$$

Следовательно,

$$\frac{dl}{l} = \frac{db}{b} - \frac{d\alpha}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{\rho}.$$

Для расчетов точности примем, что  $\sin \alpha = \frac{b}{l}$ . Тогда

$$\frac{dl}{l} = \frac{db}{b} - \frac{l}{b} \cdot \frac{d\alpha}{\rho}. \quad (\text{III.47})$$

Отношение  $\frac{l}{b} = k$  представляет собой коэффициент увеличения при переходе от длины базиса к длине измеряемой стороны. После перехода к средним квадратическим ошибкам получим

$$\left(\frac{m_l}{l}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + k^2 \left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 \quad (\text{III.48})$$

Величину  $\frac{m_s}{S}$  определяют по установленной точности для линейных измерений.

Примем, как и прежде, на основании расчетов § 4 для полигонометрии 1 разряда  $\frac{m_s}{S} = 1 : 17\,000$ . Тогда

$$\frac{m_l}{l} = \sqrt{2} \frac{m_s}{S} = \frac{1}{12\,000}. \quad (\text{III.49})$$

Среднюю относительную ошибку измерения базиса инвариантными проволоками примем  $1 : 100\,000$ .

На основании (III.48) и с учетом (III.49) получим

$$m_\alpha^2 = \left\{ 2 \left(\frac{m_s}{S}\right)^2 - \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 \right\} \frac{\rho^2}{k^2} \quad (\text{III.50})$$

или

$$k = \frac{\rho}{m_\alpha} \sqrt{2 \left(\frac{m_s}{S}\right)^2 - \left(\frac{m_b}{b}\right)^2}. \quad (\text{III.51})$$

Приняв  $m_\alpha = \pm 1''$ , 0, получим

$$k \approx 16.$$

Отсюда следует, что при средней квадратической ошибке измерения параллактического угла  $m_\alpha = \pm 1''$ , 0 и длине базиса  $b = 24$  м можно с точностью, требуемой для полигонометрических работ 1 разряда, измерять линии длиной до  $24 \times 16 \times 2 \approx 770$  м.

Рассчитаем, с какой точностью необходимо измерять параллактические углы при средней длине линии в полигонометрии 1 разряда 350 м. В этом случае  $k = 14$ . По формуле (III.50) получим

$$m_\alpha = \frac{\rho}{k} \sqrt{\frac{2}{289 \cdot 10^6} - \frac{1}{10^{10}}} = 1''$$
, 2.

Такую точность измерения параллактического угла получить можно.

## 5. Измерение линий подвесными мерными приборами

При измерении линий в полигонометрических ходах подвесными мерными приборами действуют следующие основные ошибки: компарирования мерного прибора, вешения линий, натяжения проволоки, вызванные действием ветра, определения наклона мерного прибора, определения температуры, собственно измерения, фиксации концов линии, вследствие неустойчивости штативов.

В городских условиях на улицах с интенсивным транспортным и пешеходным движением часто появляется необходимость применять метод косвенных измерений линий. Поэтому к числу девяти ошибок следует добавить еще две ошибки измерения углов и линий вспомогательных элементов при косвенных измерениях линий.

Таким образом, будем считать, что на точность линейных измерений действует 7 основных факторов случайных ошибок и 4 систематических.

По расчетам, приведенным в § 4, действие случайных ошибок в пределах каждой линии полигонометрии 1 разряда можно допустить 1 : 17 000 от длины линии, а систематических 1 : 35 000.

Принимая принцип равного влияния для всех источников случайного характера, получаем, что влияние каждого фактора не должно превышать  $\frac{1}{17\,000 \sqrt{7}} = \frac{1}{45\,000}$ , что на среднюю длину линии в 350 м составляет приблизительно 7,8 мм. На один пролет, включая и остаток, будет  $\frac{7,8}{\sqrt{15}} = 2,0$  мм.

Предположим, что систематические ошибки все односторонние, тогда, принимая также принцип равного влияния всех четырех факторов систематических ошибок, получаем для одного фактора  $\frac{1}{35\,000 \cdot 4} = \frac{1}{140\,000}$ , что на пролет в 24 м составит 0,17 мм.

Таким образом, при измерении линий подвесными мерными приборами в ходах полигонометрии 1 разряда влияние каждого фактора случайных ошибок не должно превышать  $\pm 2,0$  мм на пролете в 24 м, а систематических —  $\pm 0,17$  мм.

Рассмотрим каждый фактор отдельно.

**Ошибки компарирования мерного прибора.** Ошибка компарирования при измерениях линий действует как систематическая, а потому ошибка в длине мерного прибора не должна превышать  $\pm 0,17$  мм для полигонометрии 1 разряда.

**Ошибки вешения линий.** Уклонение концов мерного прибора от створа измеряемой линии в противоположные стороны на величину  $\epsilon$  вносит ошибку в измеряемую длину пролета, абсолютная величина которой определяется по формуле [53]

$$\Delta l_{\text{в}} = \frac{2\epsilon^2}{l}. \quad (\text{III.52})$$

Можно написать

$$\frac{2\varepsilon^2}{l} = 0,17 \text{ мм}$$

или  $\varepsilon = \sqrt{0,085 l}$  при  $l = 24 \text{ м}$ ,

$$\varepsilon = 45 \text{ мм.}$$

**Ошибки натяжения проволоки.** Длина хорды проволоки, подвешенной с натяжением, определяется формулой

$$l_0 = s_0 + \frac{\sigma s_0 F}{P} - \frac{P^2 s_0^3}{24 F^2}, \quad (\text{III.53})$$

где  $s_0$  — длина проволоки, уложенной без натяжения;

$\sigma$  — растяжение единицы длины проволоки под влиянием веса;

$P$  — масса единицы длины проволоки;

$F$  — сила натяжения проволоки.

Для инварной проволоки  $\sigma = 0,00051 \text{ мм}$ . Величину  $P$  можно принять для 1 м длины равной 0,0173 кг.

Продифференцировав формулу (III.53) по  $F$ , получим

$$dl_0 = \left( \frac{\sigma s_0}{P} + \frac{P^2 s_0^3}{12 F^3} \right) dF. \quad (\text{III.54})$$

Приняв  $s_0 = 24 \text{ м}$ ,  $P = 0,0173 \text{ кг/м}$ ,  $F = 10 \text{ кг}$ ,  $\sigma = 0,00051 \text{ мм}$ , будем иметь

$$dl_0 = \left( \frac{0,00051 \cdot 24}{0,0173} + \frac{(0,0173)^2 \cdot (24)^3}{12 \cdot 10^3} \right) dF,$$

или

$$dl_0 = (0,70 + 0,34) dF = 1,04 dF.$$

Но  $dl_0 = 0,17 \text{ мм}$ , следовательно,

$$dF = \frac{0,17}{1,04} = 0,2 \text{ кг.}$$

Таким образом, ошибки учета силы натяжения не должны превышать  $\pm 0,2 \text{ кг}$ .

**Ошибки, вызванные действием ветра.** Боковая ветровая нагрузка на подвешенную проволоку будет отклонять ее от прямолинейности в горизонтальной плоскости.

Длину дуги  $s$  можно выразить формулой

$$s = l \left\{ 1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2} \right\}, \quad (\text{III.55})$$

где  $l$  — длина хорды;

$f$  — стрелка прогиба.

Следовательно, погрешность в измерении от действия ветра будет

$$\Delta l = \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2}. \quad (\text{III.56})$$

Величина отклонения от прямолинейности  $f$  в середине проволоки определяется формулой

$$f = \frac{ql^2}{8H}, \quad (\text{III.57})$$

где  $q$  — интенсивность горизонтального давления в кг/м;

$l$  — длина пролета натянутой проволоки;

$H$  — сила натяжения, равная массе груза  $P$ .

Величину  $q$  определяют по формуле аэродинамики

$$q = \delta \frac{v^2}{8}, \quad (\text{III.58})$$

где  $\delta$  — толщина нити.

$v$  — ветровой напор в м/сек.

После подстановки выражений (III.57) и (III.58) в формулу (III.56) получим

$$\Delta l = \frac{1}{24} \delta^2 \frac{v^4 l^3}{64 H^2}. \quad (\text{III.59})$$

Примем  $\delta = 1,7$  мм,  $H = 10$  кг. Получим

$$\Delta l = 0,188 \cdot 10^{-10} v^4 l^3 \text{ (м)},$$

или

$$\Delta l = 0,188 \cdot 10^{-7} v^4 l^3 \text{ (мм)}.$$

При длине пролета 24 м получим

$$\Delta l = 0,26 \cdot 10^{-8} v^4 \text{ (мм)}. \quad (\text{III.60})$$

На основании формулы (III.60) составлена табл. 24.

Т а б л и ц а 24

$v$ в м/сек	$\Delta l$ в мм	$v$ в м/сек	$\Delta l$ в мм
1	0,00	7	0,62
2	0,00	8	1,06
3	0,02	9	1,71
4	0,07	10	2,60
5	0,16	11	3,81
6	0,34		

Табл. 24 показывает, что при ветре со скоростью более 5 м/сек измерения линий в ходах полигонометрии 1 разряда следует прекращать, так как вносимая ошибка будет превышать допустимую величину  $\pm 0,17$  мм.

**Ошибки определения наклона мерного прибора.** Ограничиваясь первым членом разложения в ряд, формулу поправки за наклон мерного прибора можно представить в виде

$$\Delta l_h = - \frac{h^2}{2l} \cdot$$

После дифференцирования этой формулы и перехода от дифференциалов к средним квадратическим ошибкам получим

$$(m_l)_h = \frac{h}{l} m_h.$$

Значение  $(m_l)_h$  для одного пролета определяется величиной  $\pm 2,0$  мм.

Следовательно,

$$m_h = \frac{2,0 \cdot l}{h}.$$

При  $h = 2$  м,  $l = 24$  м получим

$$m_h = \frac{2,0 \cdot 24,0}{2,0} = 24 \text{ мм.}$$

Следовательно, при общем наклоне измеряемой линии около  $5^\circ$  превышение между смежными штативами полных пролетов надо измерять с точностью, характеризуемой средней квадратической ошибкой  $\pm 24$  мм.

При больших наклонах линии превышение между штативами следует измерять точнее.

**Ошибки определения температуры.** При применении инварных проволок поправку за температуру вычисляют по формуле

$$\Delta l_t = \alpha(t - t_0) + \beta(t^2 - t_0^2), \quad (\text{III.61})$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  — температурные коэффициенты на всю длину проволоки на  $1^\circ$ .

Так как у инварных проволок температурные коэффициенты могут иметь самые разнообразные значения, то подсчитать необходимую точность учета температуры, единую для всех инварных проволок, невозможно. Однако эти коэффициенты малы, и если температура инварной проволоки учтена со средней погрешностью  $\pm 5^\circ$ , что можно осуществить довольно просто, то этого вполне достаточно для всех инварных проволок.

**Ошибки собственно измерений.** К ошибкам собственно измерений следует отнести ошибки отсчетов по шкалам, которые носят случайный характер. Величину этого источника ошибок на один пролет не следует допускать более 2,0 мм в ходах полигонометрии 1 разряда. Для определения длины пролета делают отсчеты по двум шкалам. Следовательно, ошибка отсчета по одной шкале не должна превышать  $\frac{2,0}{\sqrt{2}} = \pm 1,4$  мм.

Такую точность можно обеспечить при одной паре отсчетов по шкалам, если отсчеты по обоим шкалам сделаны одновременно и проволока находится в спокойном состоянии. Обычно для контроля и увеличения точности берут три пары отсчетов по шкалам.

**Ошибки фиксации концов линии.** Длину линии измеряют между лотапаратами, установленными над центрами полигонометрических

знаков. Суммарная величина влияния одного фактора случайных ошибок на минимальную длину линии в 100 м не должна превышать  $\pm 3,5$  мм.

Ошибка установки одного лотапарата не должна превышать

$$\frac{3,5}{\sqrt{2}} = 2,5 \text{ мм.}$$

**Ошибки за неустойчивость штативов.** Как известно, при измерении пролетов линий подвесными мерными приборами каждый промежуточный штатив сначала является передним, а затем задним. Весьма важно сохранить устойчивость связующего штатива между предыдущим и последующим пролетами.

Ошибка, обусловленная неустойчивостью штативов за период между измерением предыдущего пролета и смежного с ним последующего, не должна превышать допустимой величины, отнесенной на один пролет, т. е.  $\pm 2,0$  мм.

Следовательно, при измерении линий полигонометрии 1 разряда необходимо обеспечить устойчивость каждого штатива в период между измерением каждого предыдущего и последующего пролетов в пределах 1,4 мм. Такую устойчивость штативов при установке ножек на дерне или на асфальте в жаркие летние дни без мероприятий, увеличивающих устойчивость штативов, обеспечить трудно.

К таким мероприятиям относятся: установка ножек штативов в предварительно пробитые углубления в асфальте, снятие дерна перед установкой ножек штатива, ватенение штативов зонтами, а основания ножек специальными щитками.

Рекомендуется измерять стороны полигонометрических ходов:

4 класса — двумя инварными проволоками в одном направлении;

1 разряда — одной инварной или одной стальной проволокой в прямом и обратном направлениях или в одном направлении двумя мерными приборами;

2 разряда — одной стальной или одной инварной проволокой в одном направлении.

Для наблюдения за устойчивостью рабочих проволок в районе работ устраивают полевые компараторы.

Места для закрепления конечных пунктов полевого компаратора выбирают в наиболее устойчивых грунтах. Полевой компаратор не следует делать короче 120 м. Наиболее желательная длина компаратора 240 м; концы закрепляют фундаментальными бетонными столбами, выступающими над поверхностью земли на 1,10—1,20 м. Верхние части столбов и закрепление центров конструктивно оформляют так, чтобы была возможность начинать измерение базиса проволокой непосредственно от центра знака.

При измерении всей длины компаратора должны быть благоприятные условия. Желательно на полевом компараторе закрепить промежуточные центры для компарирования 20-метровых мерных приборов.

Длину полевого компаратора измеряют такими же методами, как и базы в триангуляционных сетях.

При компарировании рабочих проволок длину полевого компаратора измеряют не менее четырех раз: два раза прямым ходом с различными установками промежуточных штативов и два раза в обратном направлении. Из всех измерений длины полевого компаратора рабочей проволокой при допустимых расхождениях между измерениями берут среднее значение и определяют поправку за компарирование рабочей проволоки.

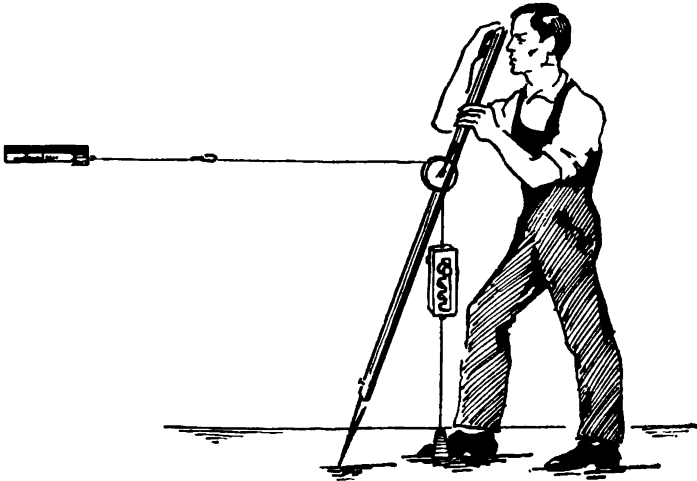


Рис. 37

Инварные проволоки перед началом работ в городе и после окончания их компарируют на стационарных компараторах. В процессе работ, не реже чем через 10 дней, рекомендуется компарировать рабочие проволоки на полевом компараторе. Результаты компарирования обрабатывают тотчас же после измерения полевого компаратора.

Если длина проволоки за период между двумя смежными компарированиями изменилась более чем на 0,5 мм, то выясняют причину этих изменений и устанавливают момент изменения длины проволоки.

Длины линий измеряют по штативам с целиками или по кольям. Весьма целесообразно применять штативы с целиками облегченного типа, но имеющие хорошую устойчивость. На концах линии устанавливают лотаппараты. Натяжение проволоки осуществляется гирями с обоих концов при помощи блочных штативов. Однако, как показали исследования, применение двустороннего натяжения проволоки не оправдано. Целесообразно один конец проволоки закреплять при помощи приспособления, изображенного на рис. 37, а другой конец натягивать гирей в 10 кг через блочный штатив. Наиболее удобны



штативы, сконструированные Витрамом, а также инж. В. М. Королевцевым.

Для облегчения полевой и камеральной работы при линейных измерениях в полигонометрической сети применяют вместо отсчетов по шкалам совмещение специальных индексов со штрихами шкалы или фиксацию нулевых индексов на специальных пластинках.

Метод совмещения индексов со штрихами целиков, оправдавший себя в производственных условиях, состоит в следующем.

На задней шкале проволоки припаивают три индекса в виде острых иголок. Интервалы между острями индексов, примерно равные 2 см, тщательно компарируют. В процессе измерения пролета задний наблюдатель совмещает средний индекс со штрихом целика и после того, как прекращаются колебания проволоки, передний наблюдатель производит отсчет. Затем проволоку передвигают и передний индекс совмещают со штрихом заднего целика. Передний наблюдатель производит второй отсчет. Третий отсчет по передней шкале производят в тот момент, когда задний наблюдатель совместил задний индекс со штрихом целика.

Во многих производственных организациях широко применяют измерение линий инварными проволоками с фиксацией нулевых штрихов шкал на специальных пластинках.

Многочисленные работы, выполненные этим способом, показали, что метод фиксации нулевых штрихов проволок по точности вполне обеспечивает требования, предъявляемые к полигонометрии всех разрядов и классов.

Производительность труда при полевых измерениях с фиксацией концов значительно выше, чем при измерениях с отсчетами по шкалам. Это весьма важно при работе на улицах и проездах с интенсивным транспортным и пешеходным движением. Обработка результатов измерений также упрощается.

Среднее накопление случайных ошибок в пределах каждой линии полигонометрического хода 1 разряда допускается до 1 : 17 000 от измеряемой линии.

Следовательно, расхождения между прямым и обратным измерениями можно допустить 1 : 12 000; при средней длине линии 350 м допустимы расхождения до 29 мм.

## 6. Определение длин сторон полигонометрических ходов при помощи вспомогательно измеренных элементов

В городских условиях на линиях полигонометрических ходов между закрепленными знаками часто появляются препятствия, закрывающие видимость или мешающие непосредственному измерению линий. Такие препятствия могут появиться после угловых измерений. Следовательно, перенос полигонометрических знаков для обхода препятствий связан не только с затратами на закрепление новых знаков, но и влечет за собой дополнительные измерения. В то же

время появившиеся препятствия, которые мешают измерению линий, могут быть временными, например палатки и киоски для легкой торговли, леса, сооруженные для ремонта фасада здания, временные заборы, отгораживающие строительные площадки, и т. п. В таких случаях нет оснований закладывать новые знаки и целесообразно получить длину линии полигонометрии при помощи вспомогательно измеренных элементов.

Предположим, что по линии полигонометрии  $AB$  имеется препятствие для измерения, а видимость между знаками  $A$  и  $B$  сохранилась (рис. 38).

В таких случаях выбирают вспомогательную точку  $C$ , расположенную сбоку от измеряемой линии  $AB$  и примерно посередине

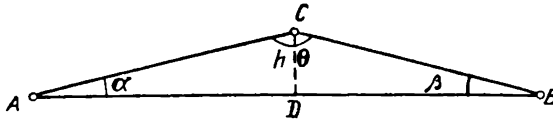


Рис. 38

ее. Измеряют линии  $AC$  и  $CB$  и углы  $\alpha$  и  $\beta$ . Длину линии  $AB$  вычисляют по формуле

$$AB = S = AC \cos \alpha + BC \cos \beta. \quad (\text{III.62})$$

Если линии  $AC$  и  $CB$  измерены с такой же точностью, как при непосредственном измерении линии  $AB$ , то суммарное влияние ошибок измерения линий  $AC$  и  $CB$  при определении стороны  $AB$  не превышает ошибки непосредственного измерения линии  $AB$ .

Для определения необходимой точности измерения углов  $\alpha$  и  $\beta$  продифференцируем формулу (III.62)

$$dS = -AC \sin \alpha \frac{d\alpha}{\rho} - BC \sin \beta \frac{d\beta}{\rho}. \quad (\text{III.63})$$

Если отрезок  $CD$  обозначить через  $h$ , то

$$\left. \begin{aligned} \sin \alpha &= \frac{h}{AC} \\ \sin \beta &= \frac{h}{CB} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.64})$$

Подставляя эти значения в формулу (III.63), получаем

$$dS = -h \frac{d\alpha}{\rho} - h \frac{d\beta}{\rho} = -\frac{h}{\rho} (d\alpha + d\beta).$$

Перейдя к средним квадратическим ошибкам, получаем

$$m_S = \frac{h}{\rho} \sqrt{m_\alpha^2 + m_\beta^2}.$$

Если принять  $m_\alpha = m_\beta$ , то

$$m_\alpha = \frac{m_S \rho}{h \sqrt{2}}. \quad (\text{III.65})$$

Из формулы (III.65) следует, что чем больше величина  $h$ , тем точнее необходимо измерять углы  $\alpha$  и  $\beta$ .

Величину  $m_S$  будем рассматривать как допустимое влияние одного источника ошибок. Для линии полигонометрии 1 разряда длиной 350 м оно равно 7,8 мм.

Подставляя эту величину в формулу (III.65), получаем

$$m_\alpha = \frac{7,8\rho}{h \sqrt{2}} = 5,5 \frac{\rho}{h}.$$

При  $h = 10$  м

$$m_\alpha \approx \pm 110''.$$

Следовательно, при  $h = 10$  м средняя ошибка измерения углов  $\alpha$  и  $\beta$  может быть допущена величиной  $\pm 110''$ , а при  $h = 20$  м —  $\pm 55''$ . Такая точность измерения углов легко достижима.

Предположим, что по линии  $AB$  отсутствует и видимость. Тогда вместо углов  $\alpha$  и  $\beta$  измеряют угол  $\theta$ .

Длину линии в этом случае определяют по формуле

$$AB^2 = S^2 = AC^2 + BC^2 - 2AC \cdot BC \cos \theta. \quad (\text{III.66})$$

Требуемая точность измерения угла  $\theta$  будет [25]

$$m_\theta = \frac{m_S \rho}{h}. \quad (\text{III.67})$$

Принимая, как и в предыдущем случае,  $m_S = \pm 7,8$  мм, получаем

$$m_\theta = \frac{7,8}{h} \rho,$$

или при  $h = 10$ ,  $m_\theta \approx 2'$ .

Сравнивая первую схему при измерении углов  $\alpha$  и  $\beta$  со второй, в которой измеряют угол  $\theta$  (см. рис. 38), приходим к заключению, что вторая схема более выгодна, так как в ней угол можно измерять более грубо для получения длины линий  $AB$  с той же точностью.

Вторая схема становится особенно выгодной, когда образованный треугольник имеет хорошо вытянутую форму, т. е. когда выноска мала.

Иногда для определения длины линии  $AB$  (рис. 39) выбирают точку  $C$  вблизи конца  $B$  линии  $AB$  и измеряют линию  $AC$ , угол  $\alpha$  и короткий отрезок  $BC = l$ . Такая схема косвенного определения длины линии  $AB$  для обеспечения требуемой точности ее получения требует измерения угла  $\alpha$  с весьма высокой, практически недостижимой точностью и потому непригодна.

Иногда вместо непосредственного измерения линии  $AB$  выгодно измерить расположенную вблизи нее и примерно параллельную ей линию  $A_1B_1$  (рис. 40). В этом случае, кроме того, измеряют отрезки  $l_1$  и  $l_2$  и углы  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$ .

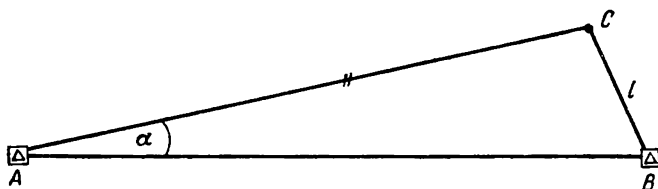


Рис. 39

Сторону  $AB$  вычисляют по формулам

$$x_1 = l_1 \cos \varphi_1,$$

$$x_2 = l_2 \cos \varphi_2,$$

$$h_1 = l_1 \sin \varphi_1,$$

$$h_2 = l_2 \sin \varphi_2,$$

$$s_0 = A_1B_1 - x_1 - x_2, \quad (\text{III.68})$$

$$S = AB = \sqrt{s_0^2 + (h_2 - h_1)^2}. \quad (\text{III.69})$$

Или для контроля

$$S = \frac{h_2 - h_1}{\sin \gamma}; \quad \text{tg } \gamma = \frac{h_2 - h_1}{s_0}.$$

Точки  $A_1$  и  $B_1$  выбирают так, чтобы углы  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  были близки к  $90^\circ$ . В этом случае ошибка в длине при переходе от измеренной длины линии  $A_1B_1$  к требуемой длине линии  $AB$  будет определяться только ошибками измерения углов  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$ .

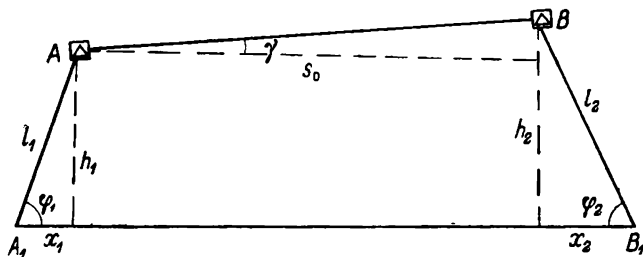


Рис. 40

Величина ошибки в стороне  $AB$  под влиянием ошибок  $m_{\varphi_1}$  и  $m_{\varphi_2}$  определится формулой

$$m_S^2 = \frac{m_{\varphi_1}^2}{\rho^2} l_1^2 + \frac{m_{\varphi_2}^2}{\rho^2} l_2^2.$$

При равенстве углов  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  и ошибок их измерений получим

$$m_S = \frac{m_\varphi}{\rho} l \sqrt{2}. \quad (\text{III.70})$$

Решим равенство (III.70) в отношении  $m_\varphi$

$$m_\varphi = \frac{m_S \rho}{\sqrt{2} l}. \quad (\text{III.71})$$

Примем  $m_S = 7,8$  мм,  $l = 10$  м, тогда

$$m_\varphi = \pm 110''.$$

Следовательно, средняя ошибка измерения углов  $\varphi$  не должна превышать  $\pm 110''$ .

Ошибки измерения отрезков  $l_1$  и  $l_2$  в основном влияют только на точность определения угла  $\gamma$ , которая существенно не влияет

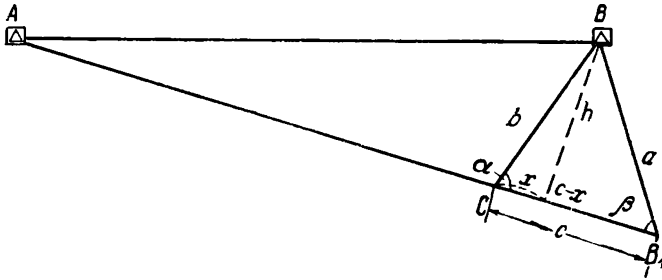


Рис. 41

на точность определения стороны  $AB$ , если угол  $\gamma$  невелик. Эти отрезки достаточно измерить с точностью, характеризуемой средней квадратической ошибкой  $\pm 2$  мм.

Рассмотренные выше схемы косвенных измерений линий предусматривали измерение углового элемента редуцирования. Однако бригады линейных измерений не всегда располагают угломерным инструментом соответствующей точности. Поэтому часто применяют схемы с линейными элементами редуцирования.

Для этой цели в створе измеряемой вспомогательной линии  $AC$  на ее продолжении намечают точку  $B_1$  (рис. 41) и рулеткой измеряют стороны  $a$ ,  $b$  и  $c$  треугольника.

Высота  $h$  треугольника  $CBV_1$  может быть вычислена дважды по формулам

$$h^2 = b^2 - x^2,$$

$$h^2 = a^2 - (c - x)^2 = a^2 - c^2 - x^2 + 2cx.$$

Приравнивая правые части формул, после некоторых преобразований получаем

$$x = \frac{b^2 - a^2 + c^2}{2c}. \quad (\text{III.72})$$

Кроме того, как легко видеть,

$$h = \sqrt{b^2 - x^2}.$$

Сторона  $AB$  определяется по формуле

$$AB = S = \sqrt{(AC + x)^2 + h^2}, \quad (\text{III.73})$$

или, если обозначить  $AC + x$  через  $s_0$  и пренебречь членами четвертого и высших порядков, то

$$AB = S = s_0 + \frac{h^2}{2s_0}. \quad (\text{III.74})$$

Рассчитаем приближенно, с какой точностью требуется измерять стороны  $a$ ,  $b$  и  $c$ . Для этого будем рассматривать случай, когда  $a = b = c$  и  $m_a = m_b = m_c$ .

Ошибка определения угла  $\alpha$  в равностороннем треугольнике можно подсчитать по формуле

$$m_\alpha = \rho \sqrt{2} \frac{m_a}{a} = \rho \sqrt{2} \frac{m_b}{b}. \quad (\text{III.75})$$

Очевидно, можно написать

$$m_S = m_x,$$

но  $x = b \cos \alpha$ , следовательно,

$$m_x^2 = m_b^2 \cos^2 \alpha + b^2 \sin^2 \alpha \frac{m_\alpha^2}{\rho^2},$$

или с учетом (III.75)

$$m_x^2 = m_b^2 \cos^2 \alpha + 2 \sin^2 \alpha m_b^2,$$

или

$$m_x = m_b \sqrt{1 + \sin^2 \alpha}. \quad (\text{III.76})$$

Следовательно,

$$m_S = m_b \sqrt{1 + \sin^2 \alpha},$$

откуда

$$m_b = \frac{m_S}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}}; \quad (\text{III.77})$$

при  $\alpha = 60^\circ$   $\sin \alpha = \frac{\sqrt{3}}{2}$ , следовательно,

$$m_b = \frac{2m_S}{\sqrt{7}} = 0,8m_S; \quad (\text{III.78})$$

при  $m_s = 7,8$  мм получим

$$m_b = 6,3 \text{ мм.}$$

Следовательно, отрезки  $a$ ,  $b$  и  $c$ , являющиеся элементами редуцирования линейной привязки, должны быть измерены с точностью, характеризуемой средней квадратической ошибкой  $\pm 6,3$  мм.

### § 16. Измерение углов в городской полигонометрической сети

При расчетах допусков влияния отдельных источников ошибок будем исходить из величины средних квадратических ошибок углов, установленных для соответствующих разрядов полигонометрии.

На точность угловых измерений действуют: инструментальные ошибки, ошибки за редуцию, ошибки за центрирование, ошибки собственно измерения, ошибки, вызванные внешними условиями.

В городских условиях часто приходится углы измерять с установкой теодолита со смещения с центра полигонометрического знака, т. е. применять внецентренный способ измерения углов.

Для приведения угла к центру полигонометрического пункта измеряют угловой и линейный элементы редуцирования. Ошибки в измерениях этих элементов вносят искажения в величины углов полигонометрического хода, поэтому будем считать, что всего действует шесть основных источников ошибок при измерении углов.

Если исходить из принципа равных влияний, то влияние отдельного фактора следует ограничить величиной

$$m_{\delta} = \frac{m_{\beta}}{\sqrt{6}}. \quad (\text{III.79})$$

Для полигонометрических ходов 1 разряда  $m_{\beta} = \pm 5''$ , следовательно,

$$m_{\delta} = \pm 2'',0.$$

**Инструментальные ошибки.** Из инструментальных ошибок при измерении углов особое влияние имеют ошибки, вызванные наклоном основной оси вращения и смещением лимба при вращении алидады.

Максимальное влияние угла  $i$  отклонения оси вращения алидады горизонтального круга от отвесного положения определяется формулой (II.47).

Максимального значения величина  $\Delta_i$  достигает при  $v_1 = -v_2$ . В этом случае имеем

$$\Delta_i = 2i \operatorname{tg} v. \quad (\text{III.80})$$

Поставим условие, чтобы значение  $\Delta_i$  не превышало допускаемого размера влияния одного источника ошибок, т. е. величины  $2''$ .0.

Тогда  $2'',0 \leq 2i \operatorname{tg} v$ , откуда

$$i \leq \frac{2,0}{2 \operatorname{tg} v}.$$

Предположим, что соседние линии полигонометрии, образующие измеряемый угол, имеют  $\nu = +5^\circ$ . Тогда  $\operatorname{tg} \nu = 0,087$  и

$$i \leq \frac{2'',0}{0,174} = 12''.$$

Величина угла наклона оси вращения трубы в этом случае не должна превышать  $12''$ .

Влияние угла наклона оси вращения трубы, происходящего от неравенства ее подставок, исключается, когда измеряют угол при двух положениях вертикального круга.

При наклоне оси вращения алидады горизонтального круга ошибка, вызываемая в связи с этим наклоном оси вращения трубы, не компенсируется.

Угол наклона оси вращения алидады горизонтального круга имеет особое влияние на точность измерения углов при снесении координат. В этом случае один из визирных лучей может иметь наклон более  $30^\circ$ , в то время как другой луч горизонтален. Будем считать  $\nu_1 = 30^\circ$ ,  $\nu_2 = 0$ , тогда формула (II.47) примет вид

$$\Delta_i = i \operatorname{tg} 30^\circ,$$

откуда, требуя, чтобы  $\Delta_i \leq 2''$ , 0, получаем

$$i \leq \frac{2'',0}{\operatorname{tg} 30^\circ} = 3'',0.$$

Следовательно, ошибка приведения оси вращения алидады горизонтального круга инструмента в отвесное положение при измерении углов для снесения координат с триангуляционного пункта, расположенного на крыше здания, если угол наклона визирного луча около  $30^\circ$ , не должна превышать  $\pm 3''$ . Добиться соблюдения этого условия весьма трудно.

Влияние смещения лимба или всего инструмента при вращении алидады можно существенно ослабить при соответствующем порядке измерения углов на станции.

**Ошибки за редукцию.** Ошибка измеряемого угла от неправильной установки визирных марок над центрами полигонометрических знаков определяется формулой

$$m_{\text{ред}} = \rho \frac{e_1}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{1}{s_1^2} + \frac{1}{s_2^2}}, \quad (\text{III.84})$$

где  $e_1$  — уклонение осей визирных марок от вертикальных линий, проходящих через центры полигонометрических знаков;  
 $s_1$  — длина одной полигонометрической линии, составляющей измеряемый угол;

$s_2$  — длина другой линии.

В ходе с примерно равными сторонами можно положить  $s_1 = s_2$ . Тогда формула (III.84) примет вид

$$m_{\text{ред}} = \rho \frac{e_1}{s}. \quad (\text{III.82})$$



Ставя условие, чтобы  $m_{\text{ред}}$  не превышала  $\pm 2''$ , 0 и решая полученное неравенство относительно  $e_1$ , получаем

$$e_1 \leq \frac{2,0s}{\rho}.$$

При минимальной длине линии полигонометрического хода 1 разряда, равной 100 м, будем иметь

$$e_1 \leq 1,0 \text{ мм.}$$

Чем короче стороны полигонометрических ходов, тем сильнее влияние редукиции на точность измеряемого угла.

Следовательно, при измерении углов полигонометрических ходов 1 разряда надо стремиться к тому, чтобы средняя величина ошибки редукиции не превышала 1,0 мм.

**Ошибки за центрирование.** Ошибка измеряемого угла, происходящая от неправильного центрирования инструмента над центром знака, определяется по формуле

$$m_{\text{центр}} = \rho \frac{e}{\sqrt{2} s_1 s_2} c, \quad (\text{III.83})$$

где  $e$  — уклонение оси вращения инструмента от вертикальной линии, проходящей через центр полигонометрического знака;

$c$  — длина диагонали, соединяющей концы линий, образующих измеряемый угол;

$s_1$  и  $s_2$  — длины линий, образующих измеряемый угол.

При  $s_1 = s_2$  формула (III.83) примет вид

$$m_{\text{центр}} = \rho \frac{e}{s} \sqrt{2}. \quad (\text{III.84})$$

При  $m_{\text{центр}} \leq \pm 2''$ , 0 получим

$$e \leq \frac{2,0s}{\rho \sqrt{2}},$$

или при  $s = 100$  м

$$e \leq 0,7 \text{ мм.}$$

Расчеты показывают, что средняя величина ошибки центрирования инструмента при измерении углов в ходах полигонометрии 1 разряда не должна выходить за пределы 0,7 мм. Такую точность центрирования инструмента обеспечить нитяным отвесом невозможно, поэтому в городской полигонометрии для измерения углов необходимо применять инструменты, снабженные оптическими центрирами.

Перед работой и периодически в процессе работы оптические отвесы необходимо тщательно проверять.

**Ошибки собственно измерения.** Ошибка собственно измерения угла теодолитом ТБ-1 или, по новому стандарту Т-2, как указывалось в § 15, одним полуприемом равна  $0''$ , 9.

Из полного приема получим:

$$(m_p)_{\text{соб}} = 0'',9 : \sqrt{2} \approx 0'',6.$$

По расчетам величину средней ошибки собственно измерения угла можно допустить до  $\pm 2'',0$ .

Следовательно, применяя оптические инструменты с точностью отсчитывания порядка  $0'',3$  и увеличением трубы не менее  $25\times$ , можно измерять углы одним полным приемом.

**Ошибки, вызванные внешними условиями.** Под внешними условиями измерения углов понимается комплекс факторов, влияющих на значение угла. В этот комплекс входят следующие основные факторы:

- а) боковая рефракция;
- б) неустойчивость штативов, вызываемая оседанием ножек штативов;
- в) неустойчивость инструмента и визирных марок в результате сотрясений под действием проезжающего транспорта и работы механизмов, расположенных в непосредственной близости к инструменту;
- г) неустойчивость инструмента и визирных марок под действием ветра;
- д) температурное влияние солнечных лучей на штативы и металлические части инструмента и марок;
- е) неравномерная освещенность марок или визирных приспособлений.

Действие всех источников ошибок из комплекса внешних условий не должно превышать, согласно (III.79), в среднем  $\pm 2'',0$ , однако при неблагоприятных условиях влияние только боковой рефракции, являющейся одним из многих источников ошибок, действующих при измерении углов в городских условиях, может вызвать ошибку измеренного угла, в несколько раз превышающую величину, допустимую для суммарного влияния всех источников ошибок.

Следует иметь в виду и то обстоятельство, что у современных оптических инструментов лимб не закреплен и под влиянием вибрации штатива он может смещаться на значительную величину.

Для ослабления вредного влияния боковой рефракции, а также других источников ошибок из комплекса внешних условий можно рекомендовать следующие:

1. Визирный луч при измерении углов в ходах полигонометрии должен быть удален от стены не менее чем на 1 м.

2. Полигонометрические пункты следует закладывать по возможности на теневых сторонах улиц.

3. Углы измерять в пасмурную погоду или в период, когда стены расположенных вдоль полигонометрического хода зданий находятся в тени.

4. Во время работы мощных вентиляторов и механизмов, создающих тепловые воздушные потоки, если визирный луч проходит вблизи этих вентиляторов и тепловых потоков, избегать измерений углов.

5. При установке штативов под инструмент или под визирные марки в местах расположения ножек необходимо снимать дерн, а при установке штативов на асфальт в летние солнечные дни под ножки штатива делать специальные углубления в асфальте и места расположения ножек штатива затенять от прямого попадания солнечных лучей.

6. Инструменты и визирные марки, устанавливаемые в зоне влияния сотрясений от движения транспорта, необходимо закреплять особенно тщательно, а в процессе измерения углов постоянно наблюдать за центрировкой их и состоянием уровня.

7. Угловые измерения прекращать при ветре, вызывающем сотрясение инструмента и визирных приспособлений.

8. При измерении углов инструмент и визирные марки необходимо защищать от солнечных лучей зонтами.

9. Освещенность всей плоскости визирной марки должна быть ровной.

10. Угловые измерения следует приурочивать ко времени спокойных и отчетливых изображений.

Для измерения углов широкое применение нашли оптические теодолиты ТБ-1 и ОТС, снабженные оптическими центрами.

В соответствии с ГОСТ 10529—63, начиная с 1965 г. для измерения углов в ходах городской полигонометрии применяют теодолиты Т-2, Т-5, Т-10. Технические данные этих теодолитов приведены в табл. 25\*.

Среднюю квадратическую ошибку ( $\mu$ ) измерения горизонтального угла одним приемом (см. табл. 25, п. 1) вычисляют по отклонениям от среднего значения, полученного не менее чем из 12 приемов, по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{\sum v_i^2}{m-1}},$$

где  $v_i$  — отклонения от среднего значения результатов отдельных измерений угла;

$m$  — число приемов.

Горизонтальные углы при испытании теодолита измеряют в лабораторных условиях с перестановкой лимба между приемами на угол, равный  $15^\circ$ .

На точках полигонометрического хода с двумя направлениями углы измеряют по способу измерения отдельного угла, а на узловых точках — по способу круговых приемов. Визируют на марки, приспособленные для центрирования над центром полигонометрического знака, при помощи лотаппарата. Перед началом работ инструмент и марки тщательно исследуют, проверяют и обнаруженные недостатки исправляют. В процессе работ инструменты периодически проверяют, особенно оптические центры.

При работе на станциях с двумя направлениями принят следующий порядок измерения углов, значительно ослабляющий вредное

Т а б л и ц а 25 \*

№ п/п	Характеристика	Теодолиты		
		T-2	T-5	T-10
1	Средняя квадратическая ошибка измерения горизонтальных углов в секундах . . . . .	±2,0	±5,0	±10,0
2	Допустимое значение средней квадратической ошибки измерения горизонтального угла из одного приема в секундах (не более) . . . . .	±3,0	±7,0	±10,0
3	Диаметр свободного отверстия объектива зрительной трубы в миллиметрах (не менее)	35	35	35
4	Угол поля зрения трубы в градусах (не менее) . . . . .	1,5	1,5	1,5
5	Увеличение зрительной трубы в кратях (не менее) . . . . .	25	25	25
6	Наименьшее расстояние визирирования в метрах (не более) . . . . .	2,0	2,0	2,0
	Полные погрешности диаметров кругов в секундах (не более)			
	горизонтального . . . . .	±2,0	±2,5	±4,0
	вертикального . . . . .	±3,5	±4,5	±5,0
	Погрешность отсчета по шкалам в секундах (не более) . . . . .	0,1	6,0	12,0
	Угловое расстояние между вертикальными нитями со стороны объектива в секундах (не более) . . . . .	40	40	50
	Цена деления ампулы уровня на 1 мм в секундах (не более)			
	накладного уровня . . . . .	10	—	15
	при алидаде горизонтального круга . . . . .	15	30	30
	при алидаде вертикального круга . . . . .	20	—	25
	на трубе . . . . .	20	—	20
	Масса теодолита в килограммах (не более)	5	3	3

\* Таблица заимствована из ГОСТ 10529—63 (издание официальное).

Влияние смещения лимба или всего инструмента в сторону движения алидады.

1. Визируют на начальный полигонометрический знак, обычно передний по ходу, и отсчитывают по кругу. Отсчет при этом должен быть близок к нулю.

2. Вращают алидаду по ходу часовой стрелки, визируют на второй полигонометрический пункт (задний по ходу) и отсчитывают по кругу.

3. Переводят трубу через зенит, поворачивают алидаду по ходу часовой стрелки и визируют снова на второй полигонометрический пункт (задний по ходу). При этом отсчитывают по кругу.

4. Поворачивают алидаду по ходу часовой стрелки, визируют на начальный полигонометрический пункт (передний по ходу) и отсчитывают по кругу. На этом измерение угла приемом заканчивают.

5. Измеряют угол вторым приемом, алидаду все время вращают только против часовой стрелки.

Требование вращать алидаду в первом и во втором полуприемах только в одну сторону обусловлено следующими соображениями.

Пусть при измерении угла  $\beta$  (рис. 42) на точке  $B$  при наведении трубы на начальный пункт  $C$  был получен отсчет по кругу  $m$ . При наведении визирного луча на точку  $A$  в первом полуприеме следовало бы получить отсчет  $n$ , но в результате смещения  $\delta$  лимба при вращении алидады по ходу часовой стрелки будет получен преуменьшенный отсчет, равный  $n - \delta$ .

Во втором полуприеме (труба переведена через зенит) отсчет при наведении на пункт  $A$  будет  $n'$ . После наведения визирного луча на пункт  $C$  отсчет должен быть равен  $m'$ . Но смещение лимба при

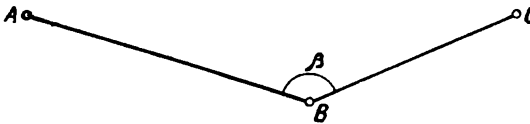


Рис. 42

вращения алидады опять по ходу часовой стрелки преуменьшает отсчет, и он будет равен  $m' - \delta$ .

Угол из первого полуприема будет

$$\beta = n - \delta - m = (n - m) - \delta,$$

из второго полуприема

$$\beta' = n' - (m' - \delta) = (n' - m') + \delta.$$

Если при измерении угла алидаду (как в первом, так и во втором полуприемах) вращать по ходу часовой стрелки, то в первом полуприеме измеренное значение угла будет преуменьшено на величину  $\delta$ , а во втором преувеличено на ту же величину  $\delta$ . Среднее значение угла  $\beta$  из результатов, полученных в двух полуприемах, будет свободно от значения  $\delta$ .

Если во втором полуприеме алидаду вращать в обратную сторону по направлению вращения в первом полуприеме, то в обоих полуприемах будет получено преуменьшенное или преувеличенное значение угла на величину  $\delta$ , которое войдет и в среднее значение измеренного угла.

Вращение алидады при «круте право» и «круте лево» в одном направлении (по ходу часовой стрелки) оправдано только в том случае, если после поворота трубы через зенит первое наведение сделано на ту же точку, на которую сделано последнее наведение в первом полуприеме. Если измерение во втором полуприеме начинать с наведения на ту же точку, с которой начиналось измерение

в первом полуприеме, то во втором полуприеме алидаду следует вращать в противоположном направлении.

Между приемами лимб переставляют на величину  $\frac{180}{n}$ , где  $n$  — число приемов.

Для ослабления влияния ошибок центрировок и редукций рекомендуется в ходах полигонометрии 1 разряда между приемами заново центрировать инструмент и визирные марки.

При измерении углов применяют метод трех штативов.

По завершении измерения всех углов в замкнутом полигоне или в ходе между двумя твердыми дирекционными углами подсчитывают сумму измеренных углов и сравнивают ее с теоретической. Расхождение не должно превышать допустимую невязку, величину которой подсчитывают по формуле

$$f_{\beta_{\text{доп}}} = \pm 2m_{\beta} \sqrt{n}, \quad (\text{III.87})$$

где  $m_{\beta}$  — средняя квадратическая ошибка измерения угла, установленная для данного разряда полигонометрии;

$n$  — число измеренных углов.

В полигоне или в ходе с большим числом углов невязка по величине, близкая к предельной, может получиться вследствие грубой ошибки, допущенной при измерении какого-либо одного угла или при наличии систематической ошибки в измеренных углах. Поэтому надо следить, чтобы число невязок, близкое к предельным, было невелико, а в случае большого числа невязок, близких к предельным, надо выполнить контрольные измерения, дающие возможность убедиться, что большие невязки получились не в результате наличия грубых ошибок.

Во время измерений углов для снесения координат особое внимание должно быть обращено на приведение основной оси инструмента в отвесное положение. Следует учитывать, что при больших углах наклона визирного луча при снесении координат наклон оси вращения трубы сильно снижает точность измеряемых углов. Следовательно, на таких работах при измерении углов весьма полезно отсчитывать положение концов пузырька уровня, укрепленного на алидаде, и вводить соответствующие поправки в измеренные горизонтальные углы по формуле (II.48).

Допустимую величину угловой невязки в треугольниках рассчитывают по формуле

$$f_{\text{доп}} = \pm 2m_{\beta} \sqrt{3} = 3,4m_{\beta}.$$

## § 17. В нецентренный способ измерения углов

В городских условиях нередки случаи, когда видимость между поставленными знаками закрывается временными сооружениями. Перемещать полигонометрические знаки на новые места, если временные сооружения закрывают видимость, нет основания, особенно когда линейные измерения уже выполнены.

При отсутствии видимости между двумя смежными полигонометрическими знаками углы могут быть измерены внецентренным способом без заметного снижения точности.

Если между точками  $A$  и  $B$  (рис. 43) нет видимости, то выбирают вспомогательную точку  $J$  и измеряют угол  $AJC$ . Кроме того, измеряют линейный элемент центрировки  $JB = e$  и угловой элемент центрировки  $\theta$ .

Из рис. 43 следует, что

$$\sphericalangle ABC = \sphericalangle AJC + c''_{JA} + c''_{JC}.$$

Если угол  $\theta$  измерен от начального направления вправо по ходу часовой стрелки, то поправку в направление за внецентренность инструмента  $c''_{\text{напр}}$  вычисляют по формуле

$$c''_{\text{напр}} = \frac{\rho e}{s} \sin(M - \theta), \quad (\text{III.88})$$

где  $s$  — длина стороны полигонометрии;  
 $M$  — измеренное направление.

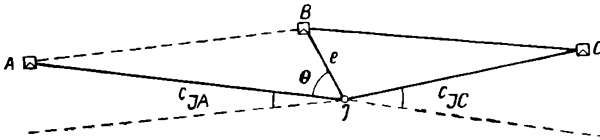


Рис. 43

Для расчета требуемой точности измерения величин  $e$  и  $\theta$  продифференцируем формулу (III.88) сначала по  $e$ , затем по  $\theta$

$$\left. \begin{aligned} (dc''_{\text{напр}})_e &= \frac{\rho}{s} \sin(M - \theta) de \\ (dc''_{\text{напр}})_\theta &= -\frac{\rho e}{s} \cos(M - \theta) \frac{d\theta}{\rho} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.89})$$

Максимальное значение  $(dc''_{\text{напр}})_e$  приобретает при  $(M - \theta) = 90^\circ$  или  $270^\circ$ , а максимальное значение  $(dc''_{\text{напр}})_\theta$  — при  $(M - \theta) = 0^\circ$  или  $180^\circ$ . Суммарное максимальное влияние ошибок измерений линейного и углового элементов центрировки на направление будет при  $(M - \theta) = 45^\circ$ . Тогда

$$\left. \begin{aligned} (dc''_{\text{напр}})_{e_{\text{max}}} &= \frac{\rho}{s} 0,71 de \\ (dc''_{\text{напр}})_{\theta_{\text{max}}} &= \frac{e}{s} 0,71 d\theta \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.90})$$

На угол это влияние будет больше в  $\sqrt{2}$  раз. Поэтому

$$\left. \begin{aligned} (dc''_{\text{уг}})_{e_{\text{max}}} &= \frac{\rho}{s} 0,71 de \sqrt{2} = \frac{\rho}{s} de \\ (dc''_{\text{уг}})_{\theta_{\text{max}}} &= \frac{e}{s} 0,71 d\theta \sqrt{2} = \frac{e}{s} d\theta \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.91})$$

При внецентренном способе измерения угла ошибка центрирования является результатом действия ошибок определения линейного и углового элементов центрировки. Следовательно, если для влияния ошибки центрирования был установлен допуск  $\pm 2''$ , то для каждой из двух указанных выше ошибок следует принять величину допуска в  $\sqrt{2}$  раз меньше, т. е.  $\pm 1''$ ,4.

Учитывая это, на основании (III.91) можно написать

$$\left. \begin{aligned} \frac{\rho}{s} de &\leq 1''\text{,}4 \\ \frac{e}{s} d\theta &\leq 1''\text{,}4 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.92})$$

откуда

$$de \leq \frac{1,4S}{\rho},$$

$$d\theta \leq \frac{1,4S}{e}.$$

Переходя к средним квадратическим ошибкам, будем иметь

$$m_e \leq \frac{1,4S}{\rho},$$

$$m_\theta \leq \frac{1,4S}{e}.$$

Принимая  $S = 100$  м, получаем

$$m_e \leq 0,7 \text{ мм.}$$

Если значение  $e$  принять равным 2 м, то

$$m_\theta = \frac{1,4 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^3} = 70''.$$

Результаты расчетов показывают, что применение внецентренного способа измерения углов в городской полигонометрии вполне возможно.

### § 18. Особенности измерения углов и линий при закрепленных пунктах полигонометрических ходов стенными знаками

Стенные полигонометрические знаки с переносными штангами позволяют фиксировать центр полигонометрического пункта с удалением от стены здания на 1—2 м. Следовательно, никаких осложнений при измерениях углов и линий в ходах полигонометрии не возникает. Особенность только в том, что угломерный инструмент устанавливают под полигонометрическим знаком. Для этого на трубе теодолита должна быть закреплена точка, фиксирующая положение оси вращения теодолита при горизонтальном положении визирной оси трубы. Такая точка в оптических теодолитах отмечена



или штифтом, или крестом. Появляется дополнительная проверка инструмента, заключающаяся в том, чтобы точка, отмеченная на трубе, совпадала с осью вращения алидады горизонтального круга инструмента при горизонтальном положении визирной оси трубы. Эта проверка выполняется при помощи вспомогательного теодолита.

Поверяемый инструмент устанавливают в рабочее положение, а визирную ось его трубы — горизонтально. Для этого должно быть предварительно тщательно определено место нуля вертикального круга. В 5—10 м отверяемого инструмента устанавливают вспомогательный теодолит, крест нитей трубы которого наводят на точку, закрепленную на трубе проверяемого инструмента. Если эта точка отмечена крестом, то над ней при помощи пластилина, воска или мастики укрепляют тонкую иглу. При вращении алидады проверяемого инструмента точка, фиксирующая ось вращения алидады, не должна отклоняться от креста нитей трубы вспомогательного инструмента.

При измерении углов визируют непосредственно на центры полигонометрических знаков, в которых или подвешивают отвесы, или укрепляют специальные визирные приспособления. Это в значительной мере ослабляет влияние редукиции. Однако вместо этого появляется ошибка за фиксацию центра полигонометрического знака переносными штангами, которая может оказаться весьма существенной. Для уменьшения влияния ошибки фиксации все переносные штанги изготовляют по специальным шаблонам с тем, чтобы обеспечить взаимозаменяемость штанг с требуемой точностью. Кроме того, сооружают специальные компараторы для периодической проверки переносных штанг ственных полигонометрических знаков.

При линейных измерениях целики штативов под центрами полигонометрических знаков устанавливают или при помощи отвесов, или пользуются специальными лотаппаратами, которые позволяют визировать и вверх и вниз. Такие лотаппараты называют **о б о р о т н ы м и**.

Если полигонометрические пункты закреплены стенными марками или стенными реперами, то центр знака будет удален от стены не более чем на 3—4 см. Над таким центром невозможно установить угломерный инструмент или лотаппарат для линейных измерений.

Углы и линии в ходах полигонометрии, закрепленных стенными знаками, с центрами, удаленными от плоскости стены на 3—4 см, измеряют по вспомогательным точкам (рис. 44). Эти вспомогательные точки  $A_1$ ,  $B_1$  и  $C_1$  выбирают против закрепленных ственных знаков  $A$ ,  $B$ ,  $C$  с учетом обеспечения наиболее благоприятных условий для измерения углов и линий по ходу, состоящему из вспомогательных точек.

Обычным путем по вспомогательному ходу, закрепленному временными знаками, измеряют углы и линии, уравнивают этот ход или систему ходов и получают координаты вспомогательных точек  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $C_1$ , . . . Чтобы получить координаты постоянно закрепленных ственными полигонометрическими знаками пунктов, в про-

цессе полевых работ дополнительно к основным измерениям линий  $s_1, s_2 \dots$  и углов  $\beta_1, \beta_2, \beta_3 \dots$  измеряют отрезки  $l_A, l_B, l_C$  и углы  $\varphi_A, \varphi_B, \varphi_C \dots$ .

Отрезки  $l_A, l_B, l_C$  измеряют стальными прокомпарированными рулетками с натяжением их гирями или динамометрами. При этом средняя квадратическая ошибка их измерения не должна превышать  $\pm 2,0$  мм.

Углы  $\varphi_A, \varphi_B, \varphi_C$  измеряют одним полным приемом по окончании измерения угла вспомогательного хода.

Влияние ошибок центрирования инструмента над вспомогательными точками  $A_1, B_1$  и  $C_1$  можно не учитывать, так как отрезки  $l_i$

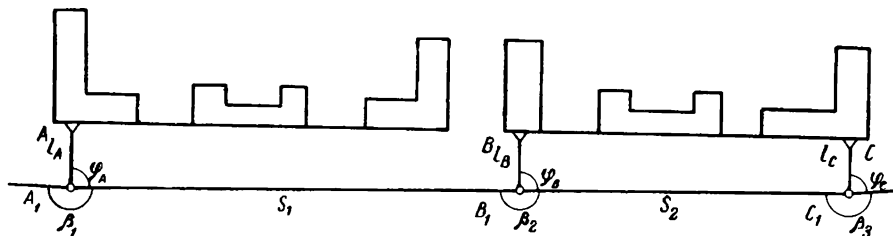


Рис. 44

измеряют непосредственно от оси вращения инструмента (центрировочного штифта). Углы  $\varphi_i$  могут быть измерены со средней квадратической ошибкой порядка  $\pm 10''$ .

Рассчитаем, с какой точностью получим длины линий  $AB, BC, \dots$ , закрепленные стенными полигонометрическими знаками, и дирекционные углы этих линий.

Ошибка определения длины стороны полигонометрии, закрепленной стенными знаками, за счет передачи от измеренной вспомогательной линии  $A_1B_1$  в основном будет зависеть от ошибок измерения углов  $\varphi_A$  и  $\varphi_B$ . Эту зависимость можно выразить формулой

$$m_s^2 = \frac{m_{\varphi_A}^2}{\rho^2} l_A^2 + \frac{m_{\varphi_B}^2}{\rho^2} l_B^2. \quad (\text{III.93})$$

Приняв

$$m_{\varphi_A} = m_{\varphi_B} = m_{\varphi} \quad \text{и} \quad l_A = l_B = l,$$

получим

$$m_s = \sqrt{2} l \frac{m_{\varphi}}{\rho}.$$

При  $l = 2,0$  м,  $m_{\varphi} = \pm 10'',0$

$$m_s = 0,14 \text{ мм.}$$

Такая величина не превышает пределы допустимого влияния одного источника ошибок, действующих при линейных измерениях. Поэтому линии полигонометрии, закрепленные стенными знаками, будут получены с требуемой точностью.

Дирекционный угол стороны  $AB$  (см. рис. 40)

$$\alpha_{AB} = \alpha_{A_1B_1} - \gamma.$$

Угол  $\gamma$  определяется формулой

$$\sin \gamma = \frac{h_2 - h_1}{AB}, \quad (\text{III.94})$$

где

$$h_1 = l_A \sin \varphi_A; \quad h_2 = l_B \sin \varphi_B.$$

Следовательно,

$$\sin \gamma = \frac{l_B \sin \varphi_B - l_A \sin \varphi_A}{S}. \quad (\text{III.95})$$

При

$$m_{l_B} = m_{l_A} = m_l; \quad m_{\varphi_B} = m_{\varphi_A} = m_\varphi \quad \text{и} \quad l_A = l_B$$

зависимость ошибки определения угла  $\gamma$  от ошибок измерения отрезков  $l_A$  и  $l_B$  можно выразить формулой

$$m_\gamma = \frac{\sqrt{2} m_l}{S} \rho. \quad (\text{III.96})$$

Примем  $m_l = \pm 2,0$  мм,  $S = 250$  м, тогда получим

$$m_\gamma = \pm 2'',3.$$

Следовательно, ошибка передачи дирекционного угла от линии вспомогательного хода на линию, закрепленную стенными знаками, составит величину порядка  $\pm 2'',3$ .

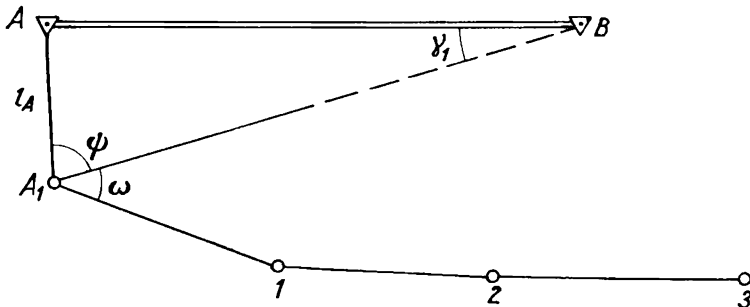


Рис. 45

Ходы полигонометрии привязывают к пунктам, закрепленным стенными знаками, путем измерения расстояния  $l_A, l_B, l_C \dots$  и углов  $\varphi_A, \varphi_B, \varphi_C \dots$

При привязке теодолитных ходов к стенным полигонометрическим знакам точку  $A_1$  (рис. 45) выбирают так, чтобы с нее была видимость на полигонометрический знак  $A$  и на смежный с ним знак  $B$ . Измеряют расстояние  $l_A$ , углы  $\psi$  и  $\omega$ . Зная в треугольнике  $A_1AB$  стороны

$A_1A$  и  $AB$ , а также угол  $\psi$ , вычисляют значение угла  $\gamma_1$  и дирекционного угла  $BA_1$ , который принимают в качестве исходного при уравнивании теодолитного хода.

В качестве исходных при уравнивании теодолитного хода целесообразнее принять координаты точки  $B$ . Длину линии  $A_1B$ , которую необходимо в этом случае знать, вычисляют из треугольника  $ABA_1$ .

### § 19. Восстановление утраченных пунктов полигонометрической сети

В городах при перенесении проектов планировки и застройки в натуру в качестве геодезической основы используют полигонометрические пункты, поэтому сохранность их в натуре имеет важное значение.

Однако при строительных работах полигонометрические пункты часто уничтожаются вследствие всевозможных раскопок и дорожных работ.

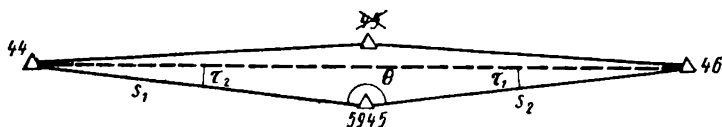


Рис. 46

Процент уничтоженных полигонометрических пунктов, особенно грунтовых, весьма велик. Так, в Москве с 1927 по 1955 г. было уничтожено 14,5% полигонометрических пунктов; в других городах процент потери еще выше. В Оренбурге с 1930 по 1953 г. из 540 знаков было уничтожено 44%, в Уфе за 1932—1954 гг. уничтожено 82%, а в Куйбышеве с 1928 по 1954 г. — 73%.

Поскольку для текущих разбивок и геодезических съемок на городских территориях необходимо иметь постоянно полигонометрические пункты, то приходится уничтоженные пункты восстанавливать.

При вставке одиночных пунктов может быть широко использован метод косвенного определения углов. Для получения координат вновь закрепленного пункта 5945 (рис. 46) взамен уничтоженного 45 достаточно измерить линии  $s_1$ ,  $s_2$  и угол  $\theta$ . Из решения треугольника 44—46—5945 можно вычислить углы  $\tau_1$  и  $\tau_2$  по формулам

$$\sin \tau_1 = \frac{s_1}{s} \sin \theta,$$

$$\sin \tau_2 = \frac{s_2}{s} \sin \theta,$$

где  $s$  — длина стороны 44—46.

Длину стороны 44—46 и ее дирекционный угол находят по координатам полигонометрических знаков 44 и 46.

Косвенный способ определения углов может быть применен и при привязке полигонометрического хода 115—116—117 к стороне 72—73, видимость по которой закрыта (рис. 47). Привязка осуществляется путем измерения сторон  $s_1$ ,  $s_2$  и угла  $\theta$ , по которым вычисляют острые углы  $\tau_1$  и  $\tau_2$ .

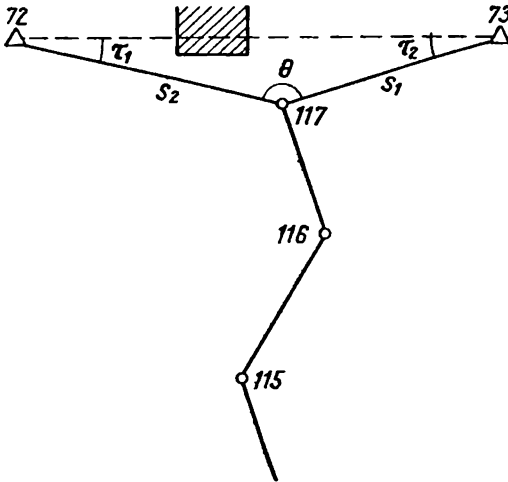


Рис. 47

Если привязочный треугольник 117—72—73 хорошо вытянут, если углы  $\tau_1$  и  $\tau_2$  не превышают  $3^\circ$ , то они из вычислений получаются с достаточно высокой точностью. Ошибка вычисленного угла  $\tau_1$  определяется формулой (III.5).

Если привязочный треугольник 117—72—73 хорошо вытянут, если углы  $\tau_1$  и  $\tau_2$  не превышают  $3^\circ$ , то они из вычислений получаются с достаточно высокой точностью. Ошибка вычисленного угла  $\tau_1$  определяется формулой (III.5).

## § 20. Обработка результатов линейных и угловых измерений

Перед уравниванием ходов городской полигонометрии обработки

входят все журналы угловых и линейных измерений. В камеральной обстановке проверяют все вычисления, выполненные в поле.

Для уравнивания полигонометрической сети необходимо оценить качество угловых измерений по угловым невязкам ходов и полигонов. Среднюю квадратическую ошибку измеренного угла вычисляют по формуле (I.1).

Для контроля величину  $m_\beta$  можно вычислить по другой формуле

$$m_\beta = \sqrt{\frac{[f\beta^2]}{[n]}}. \quad (\text{III.97})$$

В  $[f\beta^2]$  включают квадраты полученных в полигонометрической сети угловых невязок;  $[n]$  равна числу всех измеренных углов, участвовавших в подсчете угловых невязок.

При оценке точности угловых измерений в свободных полигонометрических сетях по формуле (I.1) углы по ходам смежных полигонов входят в оценку дважды. Для того чтобы все измеренные углы по полигонометрической сети одинаково участвовали в оценке точности, необходимо включить и внешний полигон, охватывающий всю сеть в целом.

Средняя квадратическая ошибка, полученная по невязкам во всей сети в целом, не должна превышать установленного размера для средней квадратической ошибки полигонометрического хода соответствующего разряда.

Длины линий, измеренных светодальномером, вычисляют по формулам, приведенным в § 15.

Длины линий, измеренных короткобазисным или створно-короткобазисным методом, получаются из вычислений приведенными к горизонтальному проложению, а потому вводят поправки в результаты измерения за наклон линий не требуется.

В результаты длин линий, измеренных подвесными мерными приборами, вводят поправки за компарирование  $\delta_l$ , температуру  $\delta_t$  и наклон мерного прибора  $\delta_h$ .

Длину линии вычисляют по формуле

$$S = n(l + \delta_l) + \sum (II \pm III) + \delta_t + \sum \delta_h + r + \Delta r_t + \Delta r_l, \quad (III.98)$$

где  $n$  — число полных измеренных пролетов;

$l$  — номинальная длина мерного прибора;

$II$  — отсчеты по передней шкале мерного прибора;

$III$  — отсчеты по задней шкале мерного прибора;

$r$  — длина измеренного остатка;

$\Delta r_t$  — поправка за температуру в измеренный остаток;

$\Delta r_l$  — поправка за компарирование в измеренный остаток.

Поправки за наклон мерного прибора

$$\delta_h = - \left( \frac{h^2}{2l} + \frac{h^4}{8l^3} + \frac{h^6}{16l^5} \right). \quad (III.99)$$

Имеются специальные таблицы, которые значительно облегчают вычисление поправок за наклон. Следует иметь в виду, что некоторые таблицы составлены с учетом только первого члена, т. е. в таблице даны величины  $\frac{h^2}{2l}$ , где  $h$  — превышение между концами мерного прибора;  $l$  — длина мерного прибора.

Для вычисления второго члена можно использовать эту же таблицу. Если первый член обозначим через  $\delta_I = \frac{h^2}{2l}$ , то второй член поправки будет

$$\delta_{II} = \frac{\delta_I^2}{2l}.$$

Третий член в этом случае равен

$$\delta_{III} = \frac{\delta_I \delta_{II}}{l}.$$

Значительно удобнее пользоваться таблицами\*, в которых поправки за наклон приведены с учетом всех трех членов. Широкое применение в производстве имеют таблицы Л. А. Башлавина.

\* Такие таблицы приведены в прил. 3 книги Н. А. Кузина и Н. Н. Лебедева «Практическое руководство по городской и инженерной полигонометрии». М., Геодезиздат, 1954, стр. 391.

После вычисления длин линий  $s$  полезно произвести оценку по разностям двойных измерений  $d$ , пользуясь при этом формулой

$$\mu_d = \sqrt{\frac{[pd_1^2]}{2(n-1)}}, \quad (\text{III.100})$$

$$\left. \begin{aligned} d_1 = d - \lambda s; \quad \lambda = \frac{[d]}{[s]} \\ p = \frac{1}{s} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{III.104})$$

где  $\mu_d$  — коэффициент влияния случайных ошибок при измерении линии, выведенной по разностям двойных измерений;

$p$  — вес;

$n$  — число линий;

$d_1$  — случайная ошибка разности двойных измерений.

Если оказывается, что  $\lambda$  меньше  $10^{-6}$ , то  $\mu_d$  вычисляются по формуле

$$\mu_d = \sqrt{\frac{[pd^2]}{2n}}.$$

Для контроля величину  $\mu_d$  рекомендуется вычислить вторично по формуле

$$\mu_d = \sqrt{\frac{[d_1^2]}{2[s]}}. \quad (\text{III.102})$$

Величина  $\mu_d$ , полученная по разности двойных измерений, не отражает влияния всех источников ошибок и обычно получается сильно преуменьшенной. Поэтому не рекомендуется величину  $\mu_d$  использовать при уравнивании полигонометрической сети.

Более надежное значение величины  $\mu$  можно получить из двойных измерений линий, произведенных в разное время и в разных условиях, или из специально поставленных исследований.

Результаты измерения линий светодальномерами оцениваются по внутренней сходимости для каждой линии.

Если район работ удален от осевого меридиана более чем на 40 км, а координаты пунктов вычисляются в общегосударственной системе координат Гаусса — Крюгера, а не в условной системе, то в длины линий полигонометрии вводят поправки за отнесение их на поверхность референц-эллипсоида и за редуцирование на плоскость проекции Гаусса — Крюгера по формуле (II.52), приведенной в § 10.

## § 21. Уравнивание городских полигонометрических сетей

Широкое внедрение электронно-вычислительной техники в геодезическое производство открывает большие возможности для строгого уравнивания обширных городских полигонометрических сетей.

В каждом полигонометрическом ходе возникают три условия, поэтому в сложной сети в целом появляется большое количество условных уравнений. Применение счетно-решающих машин, а также соответствующих способов уравнивания [29] значительно облегчает задачу уравнивания. При строгом уравнивании сети, включающей ходы произвольной формы, необходимо знать веса угловых и линейных измерений, для вычисления которых по данным измерений в уравниваемой сети необходимо найти величины средней квадратической ошибки измерения угла  $m_{\beta}$  и средней квадратической ошибки  $m_s$  измерения линий. Значения этих ошибок можно достаточно надежно получить по угловым и линейным невязкам вытянутых ходов, вычисленным после предварительного раздельного уравнивания сети.

Пункты городской полигонометрии используют для разбивки инженерных сооружений и перенесения проектов планировки и застройки в натуру, поэтому важно иметь наиболее точное определение взаимного положения смежных пунктов. С этой целью можно после раздельного уравнивания системы ходов, опирающихся на исходные пункты, получить координаты узловых точек и уравнивать отдельные ходы между узловыми точками строгим способом. Величины  $m_{\beta}$  и  $m_s$  в этом случае определяют так же, как при строгом уравнивании, по невязкам вытянутых ходов между узловыми точками.

В этом случае распределяемые невязки ходов будут искажены за счет нестрогости получения дирекционных углов узловых линий и координат узловых точек, что приведет к некоторым искажениям получаемых после уравнивания дирекционных углов линий и координат пунктов, которое, однако, не будет очень большим для взаимного положения соседних пунктов и линий.

При раздельном уравнивании систем городских полигонометрических ходов с узловыми точками обычно сначала уравнивают угловые измерения, затем невязки в приращениях координат, отдельно абсцисс и ординат.

Веса ходов при определении дирекционных углов узловых линий принимают равными величинам, обратно пропорциональным числу измеренных углов в ходе, а веса координат узловых точек — величинам, обратно пропорциональным длинам ходов. Более строго — принять веса координат равными величинам, обратным квадратам средних квадратических ошибок по осям координат, вычисленным по формулам

$$\left. \begin{aligned} M_x^2 &= \mu^2 \left[ \frac{\Delta x^2}{s} \right] + \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} |\zeta^2| \\ M_y^2 &= \mu^2 \left[ \frac{\Delta y^2}{s} \right] + \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} |\xi^2| \end{aligned} \right\}, \quad (\text{III.103})$$

где  $\zeta$  и  $\xi$  — координаты точек полигонометрического хода при расположении начала координат в центре тяжести хода.



Или для вытянутых ходов

$$\left. \begin{aligned} M_x^2 &= \mu^2 \left[ \frac{\Delta x^2}{s} \right] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot \frac{n+3}{12} [\Delta y]^2 \\ M_y^2 &= \mu^2 \left[ \frac{\Delta y^2}{s} \right] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot \frac{n+3}{12} [\Delta x]^2 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.104})$$

Довольно близкие результаты к строгому уравновешиванию получаются, если веса ходов при уравновешивании невязок в приращенных координат принять равными величинам, обратно пропорциональным сумме приращений по соответствующим осям координат.

Часто в качестве весов ходов при раздельном уравновешивании принимают величины, обратные средним квадратическим предвычисленным смещениям конечных точек ходов, вычисленных по формулам (I.15)—(I.20).

При раздельном уравновешивании угловых и линейных измерений полигонометрической сети для получения дирекционных углов узловых линий и координат узловых точек применяют предложенные проф. В. В. Поповым способы узлов и полигонов. Уравнивание по способу узлов целесообразно выполнять приближениями [29].

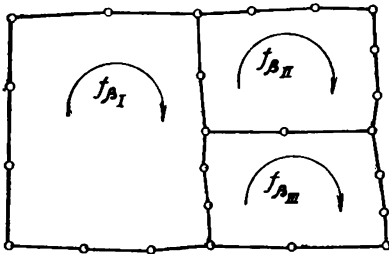


Рис. 48

При уравнивании по способу полигонов нормальные уравнения составляют непосредственно по схеме. Сущность этого метода заключается в следующем.

Предположим, что имеем полигонометрическую сеть, состоящую из трех полигонов (рис. 48). В полигоне I угловая невязка равна  $f_{\beta_I}$ , в полигоне II — соответственно  $f_{\beta_{II}}$  и в полигоне III —  $f_{\beta_{III}}$ . В результате уравновешивания требуется получить поправки в углы, сумма которых в каждом полигоне равнялась бы невязке  $f_{\beta_i}$  с обратным знаком. Если поправки каждого из углов полигона I будут  $k_I$ , полигона II —  $k_{II}$ , а полигона III —  $k_{III}$ , то углы хода между полигонами I и II получают поправки  $k_I - k_{II}$ , а ходы между полигонами II и III — поправки  $k_{II} - k_{III}$ .

Таким образом, сумма поправок в углы полигона I будет

$$\sum \delta_i = n_1 k_1 - n_{1,2} k_{II} - n_{1,3} k_{III},$$

где  $n_1$  — число углов в полигоне I;

$n_{1,2}$  — число углов в ходе, являющемся общим для полигонов I и II;

$n_{1,3}$  — число углов в ходе, являющемся общим для полигонов I и III.

В ходах между полигонами I и II и полигонами I и III при узловых точках к каждому ходу относят половину угла.

Эта сумма должна равняться угловой невязке полигона I с обратным знаком, т. е.

$$n_1 k_1 - n_{1,2} k_{II} - n_{1,3} k_{III} = -f_{\beta I}.$$

Таким образом, для полигонометрической сети, изображенной на рис. 48, нормальные уравнения будут

$$\left. \begin{array}{l} \text{I. } n_1 k_1 - n_{1,2} k_{II} - n_{1,3} k_{III} + f_{\beta I} = 0 \\ \text{II. } n_2 k_{II} - n_{2,1} k_1 - n_{2,3} k_{III} + f_{\beta II} = 0 \\ \text{III. } n_3 k_{III} - n_{3,1} k_1 - n_{3,2} k_{II} + f_{\beta III} = 0 \end{array} \right\}. \quad (\text{III.105})$$

Из решения составленной группы уравнений определяются значения поправок  $k_1$ ,  $k_{II}$  и  $k_{III}$ . Нормальные уравнения имеют вид

$$\left. \begin{array}{l} \text{I. } \left[ \frac{aa}{p} \right] k_1 + \left[ \frac{ab}{p} \right] k_{II} + \left[ \frac{ac}{p} \right] k_{III} + w_I = 0 \\ \text{II. } \left[ \frac{ab}{p} \right] k_1 + \left[ \frac{bb}{p} \right] k_{II} + \left[ \frac{bc}{p} \right] k_{III} + w_{II} = 0 \\ \text{III. } \left[ \frac{ac}{p} \right] k_1 + \left[ \frac{bc}{p} \right] k_{II} + \left[ \frac{cc}{p} \right] k_{III} + w_{III} = 0 \end{array} \right\}, \quad (\text{III.106})$$

где  $p$  — вес измеренной величины.

Сопоставляя группу уравнений (III.105) с группой уравнений (III.106), можно прийти к заключению, что коэффициенты при коррелатах в ходах между узловыми точками принимаются равными числу углов в ходе.

При уравнивании приращений координат составляют такие же нормальные уравнения, но веса ходов принимают обратно пропорциональными длинам ходов или величинам  $M^2$ , вычисленным по формулам (III.103) или (III.104). Если веса принять равными величинам, обратно пропорциональным  $M^2$ , то для упрощения вычислений целесообразно их умножить на  $10^6$  и округлить до целых единиц.

Таким образом, веса будут определяться по формуле

$$r = \frac{1}{M^2 \cdot 10^6}. \quad (\text{III.107})$$

Условные уравнения для ходов между линиями с исходными дирекционными углами и пунктами с исходными координатами составляют так же, как для замкнутых полигонов; невязки при этом подсчитывают по соответствующим формулам.

Число условных уравнений при уравнивании, как углов, так и координат, подсчитывают по формуле

$$N = P + T - 1, \quad (\text{III.108})$$

где  $P$  — число замкнутых полигонов;

$T$  — число линий с исходными дирекционными углами или пунктов с исходными координатами.

После уравнивания дирекционных углов следует оценить точность измерений углов в полигонометрической сети по формуле

$$(m_{\beta})_{ур} = \sqrt{\frac{\left[ \frac{\delta_{\beta}^2}{n} \right]}{r}}, \quad (\text{III.109})$$

где  $(m_{\beta})_{ур}$  — средняя квадратическая ошибка измеренного угла, полученная по данным уравнивания;  
 $\delta_{\beta}$  — угловая поправка на ход между узловыми точками;  
 $n$  — число сторон в этом ходе;  
 $r$  — число условных уравнений в сети.

### § 22. Уравнивание ломаных ходов с одновременной оценкой точности определения координат пунктов

Если пункты городской полигонометрии в дальнейшем должны быть использованы для разбивок крупных комплексов инженерных сооружений, то, кроме получения координат пунктов полигонометрической сети и дирекционных углов сторон, необходимо определить надежность получения этих координат и дирекционных углов, т. е. знать средние квадратические ошибки определения этих исходных для дальнейших разбивок данных. В связи с этим появляется необходимость составлять таблицу коэффициентов условных уравнений и вычислять коэффициенты нормальных уравнений с учетом дополнительных уравнений, составленных для оценки точности функций измеренных величин.

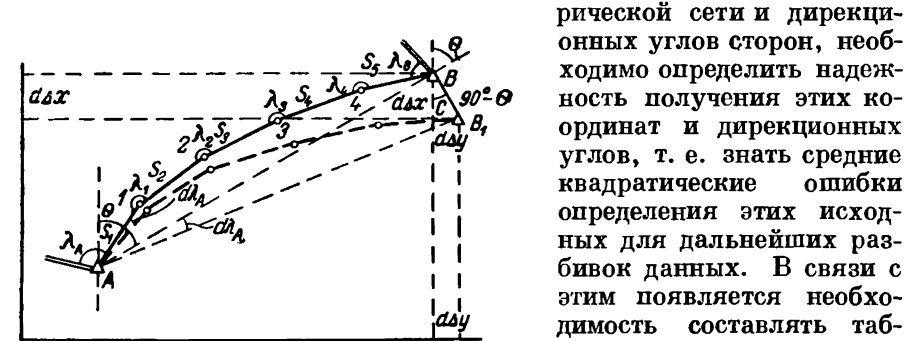


Рис. 49

Составим условные уравнения и уравнения для получения весов функций.

В полигонометрическом ходе, проложенном между двумя триангуляционными пунктами, возникают три условия: одно условие дирекционных углов и два условия приращений координат. Для хода, изображенного на рис. 49, на котором измеренные углы на пунктах  $A, 1, 2, 3, 4$  и  $B$  обозначены через  $\lambda_A, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$  и  $\lambda_B$ , и измеренные линии — через  $S_1, S_2, S_3, S_4$  и  $S_5$ , первое уравнение имеет вид

$$v_{\lambda_A} + v_{\lambda_1} + v_{\lambda_2} + v_{\lambda_3} + v_{\lambda_4} + v_{\lambda_B} + f_{\lambda} = 0, \quad (\text{III.110})$$

где  $v_{\lambda_A}, v_{\lambda_1}, \dots, v_{\lambda_B}$  — поправки в соответствующие измеренные углы.

Величины невязок в приращениях координат зависят от ошибок измерения линий и углов.

Ошибка  $ds_1$  в измерении первой линии, очевидно, вызовет изменения в приращениях координат первой линии

$$\begin{aligned}d\Delta y_1 &= ds_1 \sin \alpha_1, \\d\Delta x_1 &= ds_1 \cos \alpha_1.\end{aligned}$$

Ошибка  $ds_2$  в измерении второй линии изменит приращения координат второй линии на величины

$$\begin{aligned}d\Delta y_2 &= ds_2 \sin \alpha_2, \\d\Delta x_2 &= ds_2 \cos \alpha_2.\end{aligned}$$

Ошибки измерения углов влияют на смещение конечной точки хода, что вызывает изменения в приращениях координат.

Ошибка  $d\lambda_A$  измеренного угла в точке  $A$  смещает конечную точку хода в положение  $B_1$ , вследствие чего

$$BB_1 = \frac{D d\lambda_A}{\rho}, \quad (\text{III.111})$$

где  $D$  — длина диагонали, соединяющей начальную и конечную точки хода  $A$  и  $B$ .

Это смещение влечет за собой изменение приращений координат на величины  $d\Delta y$  и  $d\Delta x$ .

Из треугольника  $BCB_1$  следует, что

$$\left. \begin{aligned}d\Delta y &= BB_1 \sin(90^\circ - \theta) = BB_1 \cos \theta \\-d\Delta x &= BB_1 \cos(90^\circ - \theta) = BB_1 \sin \theta\end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.112})$$

Подставляя в (III.112) значение  $BB_1$ , согласно (III.111), получаем

$$\left. \begin{aligned}d\Delta y &= \frac{D \cos \theta}{\rho} d\lambda_A \\d\Delta x &= -\frac{D \sin \theta}{\rho} d\lambda_A\end{aligned} \right\}, \quad (\text{III.113})$$

но

$$D \cos \theta = [\Delta x] = x_B - x_A,$$

$$D \sin \theta = [\Delta y] = Y_B - Y_A.$$

Тогда

$$\left. \begin{aligned}d\Delta y_1 &= (x_B - x_A) \frac{d\lambda_A}{\rho} \\d\Delta x_1 &= -(Y_B - Y_A) \frac{d\lambda_A}{\rho}\end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.114})$$

Аналогично можно вывести, что ошибка  $d\lambda_1$  в измерении угла при точке  $I$  вызовет следующие изменения в приращениях координат

$$\left. \begin{aligned} d\Delta y_2 &= (x_B - x_1) \frac{d\lambda_1}{\rho} \\ d\Delta x_2 &= -(y_B - y_1) \frac{d\lambda_1}{\rho} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.115})$$

Принимая во внимание, что суммарное действие поправок линий и углов должно дать невязки в приращениях координат с обратными знаками, можно написать условные уравнения

$$\left. \begin{aligned} v_{s_1} \sin \alpha_1 + v_{s_2} \sin \alpha_2 + v_{s_3} \sin \alpha_3 + v_{s_4} \sin \alpha_4 + v_{s_5} \sin \alpha_5 + \\ + (x_B - x_A) \frac{v_{\lambda_A}}{\rho} + (x_B - x_1) \frac{v_{\lambda_1}}{\rho} + (x_B - x_2) \frac{v_{\lambda_2}}{\rho} + \\ + (x_B - x_3) \frac{v_{\lambda_3}}{\rho} + (x_B - x_4) \frac{v_{\lambda_4}}{\rho} + f_y = 0 \\ v_{s_1} \cos \alpha_1 + v_{s_2} \cos \alpha_2 + v_{s_3} \cos \alpha_3 + v_{s_4} \cos \alpha_4 + v_{s_5} \cos \alpha_5 - \\ - (y_B - y_A) \frac{v_{\lambda_A}}{\rho} - (y_B - y_1) \frac{v_{\lambda_1}}{\rho} - (y_B - y_2) \frac{v_{\lambda_2}}{\rho} - \\ - (y_B - y_3) \frac{v_{\lambda_3}}{\rho} - (y_B - y_4) \frac{v_{\lambda_4}}{\rho} + f_x = 0 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.116})$$

Невязки в приращениях координат вычисляются по измеренным углам без предварительного распределения угловой невязки, полученной по ходу между твердыми дирекционными углами\*.

Для получения средней квадратической ошибки координат точки 2 к группе трех условных уравнений (III.110) и (III.116) следует прибавить уравнения функции определения координат точки 2, выраженные через непосредственно измеренные величины.

Эти уравнения в данном случае будут

$$\left. \begin{aligned} F_{y_2} &= v_{s_1} \sin \alpha_1 + v_{s_2} \sin \alpha_2 + (x_2 - x_A) \frac{v_{\lambda_A}}{\rho} + (x_2 - x_1) \frac{v_{\lambda_1}}{\rho} \\ F_{x_2} &= v_{s_1} \cos \alpha_1 + v_{s_2} \cos \alpha_2 - (y_2 - y_A) \frac{v_{\lambda_A}}{\rho} - (y_2 - y_1) \frac{v_{\lambda_1}}{\rho} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.117})$$

Вес линии примем:  $p_{s_i} = \frac{m_{\beta}^2}{(1000\mu)^2 s_i}$ . Тогда вес угла будет равен

единице. Коэффициенты условных уравнений в общем виде приведены в табл. 26.

Для получения величины, обратной весу определения абсциссы или ординаты, надо в таблице решения нормальных уравнений

\* Можно также предварительно распределить поровну угловые невязки в ходах. Это приведет к некоторому упрощению уравнения (Прим. ред.).

Таблица 26

Поп- равки	Вес P	$q = \frac{1}{P}$	a	b	c	F <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>
$v_{s1}$	$\frac{m_{\beta}^2}{(1000\mu)^2 s_1}$	$\frac{(1000\mu)^2 s_1}{m_{\beta}^2}$	0	$\sin \alpha_1$	$\cos \alpha_1$	$\sin \alpha_1$	$\cos \alpha_1$
$v_{s2}$	$\frac{m_{\beta}^2}{(1000\mu)^2 s_2}$	$\frac{(1000\mu)^2 s_2}{m_{\beta}^2}$	0	$\sin \alpha_2$	$\cos \alpha_2$	$\sin \alpha_2$	$\cos \alpha_2$
$v_{s3}$	$\frac{m_{\beta}^2}{(1000\mu)^2 s_3}$	$\frac{(1000\mu)^2 s_3}{m_{\beta}^2}$	0	$\sin \alpha_3$	$\cos \alpha_3$	0	0
$v_{s4}$	$\frac{m_{\beta}^2}{(1000\mu)^2 s_4}$	$\frac{(1000\mu)^2 s_4}{m_{\beta}^2}$	0	$\sin \alpha_4$	$\cos \alpha_4$	0	0
$v_{s5}$	$\frac{m_{\beta}^2}{(1000\mu)^2 s_5}$	$\frac{(1000\mu)^2 s_5}{m_{\beta}^2}$	0	$\sin \alpha_5$	$\cos \alpha_5$	0	0
$v_{\lambda A}$	1	1	1	$\frac{1}{\rho}(x_B - x_A)$	$-\frac{1}{\rho}(y_B - y_A)$	$\frac{1}{\rho}(x_2 - x_A)$	$-\frac{1}{\rho}(y_2 - y_A)$
$v_{\lambda 1}$	1	1	1	$\frac{1}{\rho}(x_B - x_1)$	$-\frac{1}{\rho}(y_B - y_1)$	$\frac{1}{\rho}(x_2 - x_1)$	$-\frac{1}{\rho}(y_2 - y_1)$
$v_{\lambda 2}$	1	1	1	$\frac{1}{\rho}(x_B - x_2)$	$-\frac{1}{\rho}(y_B - y_2)$	0	0
$v_{\lambda 3}$	1	1	1	$\frac{1}{\rho}(x_B - x_3)$	$-\frac{1}{\rho}(y_B - y_3)$	0	0
$v_{\lambda 4}$	1	1	1	$\frac{1}{\rho}(x_B - x_4)$	$-\frac{1}{\rho}(y_B - y_4)$	0	0
$v_{\lambda B}$	1	1	1	0	0	0	0

добавить два столбца. в которых поместить величины  $\left[\frac{ff}{p}\right]$ ,  $\left[\frac{af}{p}\right]$ ,  $\left[\frac{bf}{p}\right]$  и  $\left[\frac{cf}{p}\right]$ , вычисленные для выражений весовых функций  $F_x$  и  $F_y$ .

В приведенных суммах  $f$  — коэффициенты, стоящие в графах  $F_x$  и  $F_y$  табл. 26.

Из решения нормальных уравнений по схеме Гаусса найдем коррелаты  $k_1$ ,  $k_2$  и  $k_3$ , а также величины, обратные весам определения координат точки 2, вычисленные по формуле

$$\frac{1}{P_F} = \left[\frac{ff}{p}\right] - \frac{\left[\frac{af}{p}\right]^2}{\left[\frac{aa}{p}\right]} - \frac{\left[\frac{bf1}{p}\right]^2}{\left[\frac{bb1}{p}\right]} - \frac{\left[\frac{cf2}{p}\right]^2}{\left[\frac{cc2}{p}\right]}. \quad (\text{III.118})$$

По найденным коррелатам вычисляют поправки в измеренные линии и углы.

Средняя квадратическая ошибка единицы веса измерения угла

$$m_\beta = \sqrt{\frac{[pv^2]}{3}}, \quad (\text{III.119})$$

так как вес угла принят равным единице.

В сумму  $[pv^2]$  входят как поправки в измеренные углы, так и поправки в измеренные линии.

Средние квадратические ошибки определения координат будут

$$\left. \begin{aligned} m_y &= m_\beta \sqrt{\frac{1}{P_{F_y}}} \\ m_x &= m_\beta \sqrt{\frac{1}{P_{F_x}}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.120})$$

Средняя квадратическая ошибка определения координат точки  $M$  определится по формуле

$$M = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}.$$

Для подсчета средней квадратической ошибки определения дирекционного угла линии 2—3 выражение весовой функции будет иметь вид

$$f_{\alpha_{2-3}} = v_{\lambda_A} + v_{\lambda_1} + v_{\lambda_2}.$$

Коэффициенты  $f$  в этом выражении равны нулю или единице. С этими коэффициентами вычисляют значение  $\frac{1}{P_{\alpha_{2-3}}}$  по формуле (III.118). Вычисление выполняют также в дополнительной графе схемы решения нормальных уравнений.

При уравнивании системы ходов, образующих одну узловую точку  $N$  (рис. 50), опирающихся на твердые пункты  $K, L$  и  $M$ , для каждого хода вычисляют коэффициенты  $A_i, B_i$  и  $C_i$  по формулам

$$\left. \begin{aligned} A &= \left[ \frac{\Delta x^2}{s} \right] + \frac{q}{\rho} [\eta^2] \\ B &= \left[ \frac{\Delta y^2}{s} \right] + \frac{q}{\rho} [\xi^2] \\ C &= \left[ \frac{\Delta x \Delta y}{s} \right] - \frac{q}{\rho} [\eta \xi] \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.124})$$

Всего будет шесть условных уравнений. Приращения координат для подсчета невязок по ходам  $z_I$  и  $z_{II}$  вычисляют по измеренным углам, без предварительного уравнивания угловых невязок, полученных по этим ходам.

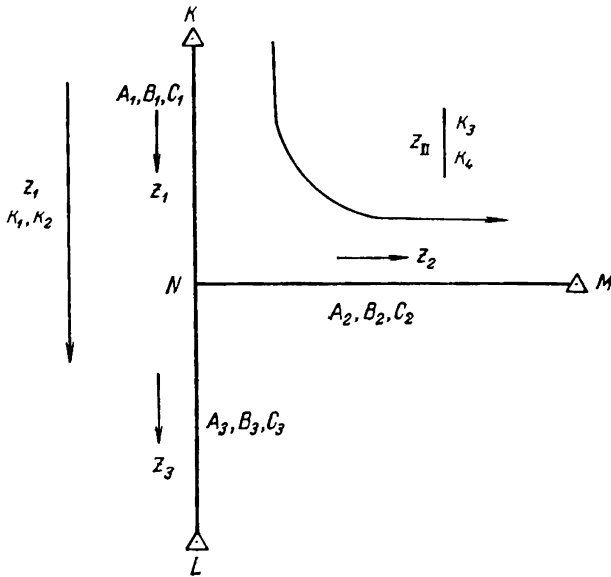


Рис. 50

Нормальные уравнения коррелат будут иметь вид

$$\left. \begin{aligned} (A_1 + A_3)k_1 + (C_1 + C_3)k_2 + A_1k_3 + C_1k_4 + fx_I &= 0 \\ (B_1 + B_3)k_2 + (C_1 + C_3)k_1 + B_1k_4 + C_1k_3 + fy_I &= 0 \\ (A_1 + A_2)k_3 + (C_1 + C_2)k_4 + A_1k_1 + C_1k_2 + fx_{II} &= 0 \\ (B_1 + B_2)k_4 + (C_1 + C_2)k_3 + B_1k_2 + C_1k_1 + fy_{II} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.122})$$

В формулах (III.122)  $k_1, k_2, k_3$  и  $k_4$  — коррелаты, которые определяют из решения нормальных уравнений, а  $fx_I, fy_I, fx_{II}, fy_{II}$  — невязки в приращениях координат по ходам между пунктами триангуляции.



Поправки в углы и линии определяют по формулам:  
по ходу  $KN$

$$\left. \begin{array}{l} v_{s_i} = \Delta x_i (k_1 + k_3) + \Delta y_i (k_2 + k_4) \\ v_{\beta_i} = -q\eta_i (k_1 + k_3) + q\xi_i (k_2 + k_4) \\ \text{по ходу } NM \\ v_{s_i} = \Delta x_i k_3 + \Delta y_i k_4 \\ v_{\beta_i} = -q\eta_i k_3 + q\xi_i k_4 = q(-\eta_i k_3 + \xi_i k_4) \\ \text{по ходу } NL \\ v_{s_i} = \Delta x_i k_1 + \Delta y_i k_2 \\ v_{\beta_i} = -q\eta_i k_1 + q\xi_i k_2 = q(-\eta_i k_1 + \xi_i k_2) \end{array} \right\} \quad (\text{III.123})$$

Уравнение весовой функции составляют обычно для точек, расположенных в местах ответственных разбивочных работ, включая при этом обязательно наиболее близко расположенную к этому участку узловую точку.

Строгое уравнивание систем полигонометрических ходов с двумя и большим числом узловых точек можно выполнять способами, описанными в [29].

### § 23. Уравнивание результатов измерений, выполненных для снесения координат

Углы и линии при снесении координат приходится измерять в весьма неблагоприятных условиях. Для того чтобы наиболее правильно распределить получившиеся невязки между измеренными значениями углов и линий, а также одновременно с распределением невязок получить оценку точности измерений, результаты измерений строго уравнивают\*.

Для получения координат пункта  $A$  (см. рис. 18), если измерен примычный к стороне триангуляции  $MT_1$  угол  $\omega$ , достаточно иметь один треугольник с измеренными в нем базисом  $b_1$  и двумя углами 1 и 2. Следовательно, дополнительно измеренные углы  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$  и базис  $b_2$  будут избыточными.

При наличии двух треугольников в схеме снесения координат появляются три условных уравнения, из которых два уравнения фигур и одно уравнение базиса.

Уравнения фигур имеют вид

$$\left. \begin{array}{l} (1) + (2) + (\gamma_1) + w_1 = 0 \\ (3) + (4) + (\gamma_2) + w_2 = 0 \end{array} \right\}, \quad (\text{III.124})$$

где (1), (2), (3), (4),  $(\gamma_1)$  и  $(\gamma_2)$  — искомые поправки в углы;

\* Наиболее строгие результаты можно получить при совместном уравнивании снесения координат и измерений в ходе (Прим. ред.).

$w_1$  и  $w_2$  — свободные члены, которые подсчитываются по формулам

$$1 + 2 + \gamma_1 - 180^\circ = w_1,$$

$$3 + 4 + \gamma_2 - 180^\circ = w_2.$$

При уравнивании результатов измерений, произведенных для снесения координат, относительные точности измерения углов и базисов близки между собой, а потому полученные невязки должны быть устранены введением поправок как в измеренные значения углов, так и в измеренные длины базисов. Рассмотрим условное уравнение базисов для этого случая, для чего обозначим поправки в длины базисов через  $(b_1)$  и  $(b_2)$ .

Очевидно, после уравнивания должно соблюдаться условие

$$\{b_2 + (b_2)\} = \frac{\sin \{1 + (1)\} \sin \{3 + (3)\}}{\sin \{2 + (2)\} \sin \{4 + (4)\}} \{b_1 + (b_1)\}, \quad (\text{III.125})$$

на основании которого легко написать условное уравнение  $(b_1) \Delta_{b_1} - (b_2) \Delta_{b_2} + (1) \Delta_1 + (3) \Delta_3 - (2) \Delta_2 - (4) \Delta_4 + w_3 = 0$ ,  
(III.126)

где

$$w_3 = (\lg b_1 + \lg \sin 1 + \lg \sin 3) - (\lg b_2 + \lg \sin 2 + \lg \sin 4);$$

$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$  и  $\Delta_4$  — переменные логарифмов синусов углов 1, 2, 3 и 4;  
 $\Delta_{b_1}$  и  $\Delta_{b_2}$  — переменные логарифмов длин базисов 1 и 2.

Значения  $w_3, \Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \Delta_4, \Delta_{b_1}$  и  $\Delta_{b_2}$  при уравнивании целесообразно выражать в единицах шестого знака логарифмов.

Следовательно, получим условные уравнения, возникающие при уравнивании снесения координат

$$\left. \begin{aligned} (1) + (2) + (\gamma_1) + w_1 &= 0 \\ (3) + (4) + (\gamma_2) + w_2 &= 0 \\ 1) \Delta_1 - (2) \Delta_2 + (3) \Delta_3 - (4) \Delta_4 + (b_1) \Delta_{b_1} - (b_2) \Delta_{b_2} + w_3 &= 0 \end{aligned} \right\} (\text{III.127})$$

Для того чтобы получить поправки в базисы, выраженные в миллиметрах, надо значения  $\Delta_{b_1}$  и  $\Delta_{b_2}$  брать для изменения длины базиса в один миллиметр. Если  $w_1$  и  $w_2$  выражены в секундах, то переменные логарифмов синусов углов 1, 2, 3 и 4 надо брать для изменений углов на 1".

При совместном уравнивании измеренных углов и базисов необходимо установить соотношение весов угловых и линейных измерений.

Если обозначим среднюю квадратическую ошибку измерения угла через  $m_\beta$ , а измерения длины базиса через  $m_b$ , то

$$\left. \begin{aligned} P_\beta &= \frac{1}{m_\beta^2} \\ P_b &= \frac{1}{m_b^2} \end{aligned} \right\} \dots \quad (\text{III.128})$$

При незначительном влиянии систематических ошибок на результаты измерения базисов

$$m_b = \mu \sqrt{b}, \quad (\text{III.129})$$

где  $\mu$  — коэффициент влияния случайных ошибок при измерении базисов.

Формулы (III.128) с учетом (III.129) примут вид

$$\left. \begin{aligned} P_B &= \frac{1}{m_B^2} \\ P_b &= \frac{1}{\mu^2 b} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.130})$$

Вес полученного угла удобно иметь равным единице. Поэтому разделим все веса на  $m_B^2$ . В результате получим

$$\left. \begin{aligned} P_B &= 1 \\ P_b &= \frac{m_B^2}{\mu^2 b} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.131})$$

Обычно коэффициент влияния случайных ошибок  $\mu$  вычисляют для длины, равной 1 м. Соответственно должна быть выражена в метрах длина базиса  $b$  во второй формуле (III.131). При уравнивании поправки в длины линий удобно выражать в миллиметрах. Тогда коэффициентами  $\Delta_{b_1}$  и  $\Delta_{b_2}$  условного уравнения базисов будут изменения логарифмов длины базисов при измерении его длины на 1 мм. Соответственно должны быть вычислены средние квадратические ошибки определения длины базиса. Чтобы получить ошибку  $m_b$  измерения длины базиса, выраженную в миллиметрах, необходимо умножить правую часть формулы (III.129) и соответственно знаменатель второй формулы (III.130) на 1000, если длину базиса выражать в метрах и коэффициент влияния случайных ошибок  $\mu$  вычислить для одного метра расстояния. В результате будем иметь

$$P_B = 1; P_b = \frac{m_B^2}{(\mu 1000)^2 b}. \quad (\text{III.132})$$

Нормальные уравнения коррелят будут иметь вид

$$\left. \begin{aligned} \left[ \frac{aa}{p} \right] k_1 + \left[ \frac{ab}{p} \right] k_2 + \left[ \frac{ac}{p} \right] k_3 + w_1 &= 0 \\ \left[ \frac{ab}{p} \right] k_1 + \left[ \frac{bb}{p} \right] k_2 + \left[ \frac{bc}{p} \right] k_3 + w_2 &= 0 \\ \left[ \frac{ac}{p} \right] k_1 + \left[ \frac{bc}{p} \right] k_2 + \left[ \frac{cc}{p} \right] k_3 + w_3 &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.133})$$

Искомые поправки находят по формулам

$$\left. \begin{aligned} (1) &= \frac{a_1}{p} k_1 + \frac{b_1}{p} k_2 + \frac{c_1}{p} k_3 \\ (2) &= \frac{a_2}{p} k_1 + \frac{b_2}{p} k_2 + \frac{c_2}{p} k_3 \\ (3) &= \frac{a_3}{p} k_1 + \frac{b_3}{p} k_2 + \frac{c_3}{p} k_3 \\ (4) &= \frac{a_4}{p} k_1 + \frac{b_4}{p} k_2 + \frac{c_4}{p} k_3 \\ (b_1) &= \frac{a_5}{p} k_1 + \frac{b_5}{p} k_2 + \frac{c_5}{p} k_3 \\ (b_2) &= \frac{a_6}{p} k_1 + \frac{b_6}{p} k_2 + \frac{c_6}{p} k_3 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.134})$$

Для оценки точности получения длины стороны  $AM$  систему нормальных уравнений (III.133) следует дополнить выражением поправки длины стороны  $AM$  через поправки измеренных величин.

Для получения такого выражения прологарифмируем формулу

$$AM = b_1 \frac{\sin 1}{\sin 2},$$

выражающую длину стороны  $AM$  через измеренные величины. В результате получим

$$\lg AM = \lg b_1 + \lg \sin 1 - \lg \sin 2. \quad (\text{III.135})$$

Дифференцируя эту формулу, находим

$$d(AM) = M \frac{db_1}{b_1} + M \operatorname{ctg} 1 d1 - M \operatorname{ctg} 2 d2.$$

Заменим дифференциалы поправками. Тогда

$$\Delta_{AM} = \Delta_{b_1}(b_1) + \Delta_1(1) - \Delta_2(2), \quad (\text{III.136})$$

где  $\Delta_{b_1} = \frac{M}{b_1}$  — переменная логарифма длины базиса;

$\Delta_1$  и  $\Delta_2$  — переменные логарифмов синусов углов 1 и 2.

Обозначим коэффициенты в правой части формулы (III.136) через  $f$ , тогда по формуле (III.118) может быть найден обратный вес уравновешенной длины стороны  $AM$ . Он будет получен в дополнительной графе при решении нормальных уравнений.

Среднюю квадратическую ошибку единицы веса, которая в нашем случае равна средней квадратической ошибке измеренного угла, вычисляют по формуле

$$m_B = \sqrt{\frac{[pv^2]}{r}} = \sqrt{\frac{[v_B^2] + [pv_B^2]}{r}}, \quad (\text{III.137})$$

где  $v_B$  — поправки углов;

$v_d$  — поправки длины базисов;

$r$  — число условных уравнений.

Средняя квадратическая ошибка определения логарифма длины стороны  $AM$  равна

$$m_F = m_{\lg AM} = \pm m_B \sqrt{\frac{1}{P_F}}. \quad (\text{III.138})$$

Если свободный член базисного условного уравнения и коэффициенты при поправках в базисы были приняты в единицах шестого знака логарифмов, то и величина  $m_{\lg AM}$  будет получена в этих же единицах.

Уравновешивание может быть выполнено по натуральным значениям тригонометрических функций. Условные уравнения фигур в данном случае будут иметь такой же вид, как при логарифмических вычислениях.

Для составления условного уравнения базисов напомним формулу, определяющую длину второго базиса

$$b_2 = \frac{\sin 1 \cdot \sin 3}{\sin 2 \cdot \sin 4} b_1. \quad (\text{III.139})$$

В результате дифференцирования формулы (III.139) по всем переменным получим

$$\begin{aligned} db_2 = & \frac{\cos 1 \cdot \sin 3}{\sin 2 \cdot \sin 4} b_1 \frac{d1}{\rho} + \frac{\sin 1 \cdot \cos 3}{\sin 2 \cdot \sin 4} b_1 \frac{d3}{\rho} - \\ & - \frac{\sin 1 \cdot \sin 3}{\sin^2 2 \cdot \sin 4} b_1 \cos 2 \frac{d2}{\rho} - \frac{\sin 1 \cdot \sin 3}{\sin 2 \cdot \sin^2 4} \cos 4 b_1 \frac{d4}{\rho} + \\ & + \frac{\sin 1 \cdot \sin 3}{\sin 2 \sin 4} db_1. \end{aligned} \quad (\text{III.140})$$

Разделим почленно формулу (III.140) на (III.139)

$$\frac{db_2}{b_2} = \text{ctg } 1 \frac{d1}{\rho} + \text{ctg } 3 \frac{d3}{\rho} - \text{ctg } 2 \frac{d2}{\rho} - \text{ctg } 4 \frac{d4}{\rho} + \frac{db_1}{b_1}. \quad (\text{III.141})$$

Рассматривая дифференциалы как поправки, заменяя их в (III.141) ранее принятыми обозначениями и принимая во внимание, что сумма поправок, умноженных на коэффициенты, должна дать свободный член базисного уравнения с обратным знаком, получаем

$$\begin{aligned} \frac{\text{ctg } 1}{\rho} (1) + \frac{\text{ctg } 3}{\rho} (3) - \frac{\text{ctg } 2}{\rho} (2) - \frac{\text{ctg } 4}{\rho} (4) + \\ + \frac{(b_1)}{b_1} - \frac{(b_2)}{b_2} + w_3 = 0. \end{aligned} \quad (\text{III.142})$$

Выражая коэффициенты при поправках и свободный член в единицах шестого знака, вводим обозначения

$$\left. \begin{aligned} \frac{\text{ctg } 1 \cdot 10^6}{\rho} = \delta_1; \quad \frac{\text{ctg } 3 \cdot 10^6}{\rho} = \delta_3; \quad \frac{10^6}{b_1} = \delta_{b_1}, \\ \frac{\text{ctg } 2 \cdot 10^6}{\rho} = \delta_2; \quad \frac{\text{ctg } 4 \cdot 10^6}{\rho} = \delta_4; \quad \frac{10^6}{b_2} = \delta_{b_2} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.143})$$

Условное уравнение базисов с учетом (III.143) будет

$$\{\delta_1(1) + \delta_3(3) - b_{b_1}(\delta_1)\} - \{\delta_2(2) + \delta_4(4) + \delta_{b_2}(b_2)\} + w_3 = 0. \quad (\text{III.144})$$

Свободный член базисного уравнения определяется по формуле

$$10^6 \left( \frac{\sin 1 \cdot \sin 3 \cdot b_1}{\sin 2 \cdot \sin 4 \cdot b_2} - 1 \right) = w_3.$$

Для получения поправок углов в секундах надо выразить в секундах свободные члены условных уравнений фигур и величину  $\rho$ , необходимую для вычисления коэффициентов  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ ,  $\delta_3$  и  $\delta_4$  по формулам (III.143).

Для того чтобы получить поправки в базисы в миллиметрах, надо при вычислении коэффициентов  $\delta_{b_1}$  и  $\delta_{b_2}$  в формулах (III.143) брать длину базиса в миллиметрах.

Величина  $10^6$ , стоящая в числителе формул (III.143), на размерность получаемых поправок не влияет и определяет только точность вычислений.

Средняя квадратическая ошибка измеренного угла, как и при логарифмических вычислениях, определяется по формуле (III.137).

Аналогично (III.136) выражение для оценки точности определения длины стороны  $AM$  будет

$$F_{AM} = \delta_1(1) - \delta_2(2) + \delta_{b_1}(b_1).$$

Средняя квадратическая относительная ошибка определения длины стороны  $AM$ , выраженная в единицах шестого (после запятой) знака десятичной дроби

$$m_F = \frac{m_s}{S} = m_B \sqrt{\frac{1}{P_F}}.$$

Для получения относительной ошибки определения длины стороны  $AM$  в форме аликвотной дроби (с числителем единица) вычисляют знаменатель этой дроби  $T$  по формуле

$$T = \frac{10^6}{m_F}.$$

Пример на уравновешивание результатов измерений, выполненных для снесения координат, приведен в прилож. 1.

## Глава IV

### ВЫСОТНОЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ

#### § 24. Требуемая точность высотного обоснования и схема построения городских нивелирных сетей

На территории современных городов выполняются инженерно-строительные работы самых разнообразных видов. Для разбивки сооружений по высоте в процессе этих работ необходимо иметь на территории города закрепленные точки высотной сети.

Наиболее ответственные разбивки по высоте возникают при строительстве метрополитена и крупных канализационных коллекторов. В первом случае требуется обеспечить сбойку по высоте встречных подземных выработок, а во втором — выдержать допустимый уклон.

Для обеспечения подземных сбоек по высоте при строительстве метрополитена создаются специальные сети высотного обоснования, вытянутые вдоль строящихся трасс.

Крупные самотечные канализационные коллекторы, укладываемые с уклоном в 0,0005, требуют геодезического обоснования весьма высокой точности.

На основании допусков, предусмотренных «Строительными нормами и правилами» (СНиП), отклонение отметок лотков от проекта не должно превышать  $\pm 5$  мм. Это следует отнести к лоткам в колодцах, расположенных на расстоянии 75—100 м.

В результате анализа формул гидравлического расчета канд. техн. наук В. А. Климович [14] пришла к выводу, что среднюю квадратическую ошибку в уклоне труб самотечной канализации можно допустить в пределах 10—12%.

В указанной работе приводится формула

$$m_H = \pm 0,07h, \quad (IV.4)$$

где  $m_H$  — средняя квадратическая ошибка в отметках конечных точек участка трубопровода;

$h$  — проектное превышение между этими точками.

Следовательно, требуемая точность укладки трубопроводов по высоте зависит от величины проектного уклона и расстояния между колодцами канализации, которые обычно равны 50, 75 или 100 м.

Если взять уклон самотечного канализационного коллектора 0,0005, являющийся минимально допустимым, и принять  $m_H = 0,1h$ , то при расстоянии между колодцами 75 м получим

$$m_H = \pm 3,8 \text{ мм.}$$

Переходя к допустимой ошибке, получим  $\Delta_H = \pm 7,6 \text{ мм.}$

В основу расчетов точности высотного геодезического обоснования примем такую густоту закрепленных точек высотного обоснования, чтобы любую разбивку при строительстве на городской застроенной территории можно было осуществить ходом нивелирования IV класса, длиной в одну-две станции. Для этого закрепленные пункты необходимо иметь на расстоянии 400—600 м один от другого.

Средние квадратические ошибки определения превышения на станции в различных классах нивелирования получим согласно требованиям Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов.

Допустимая невязка в ходах и полигонах определяется соответственно для II, III и IV классов нивелирования формулами

$$f_h = \pm 5 \sqrt{L} \text{ мм,}$$

$$f_h = \pm 10 \sqrt{L} \text{ мм,}$$

$$f_h = \pm 20 \sqrt{L} \text{ мм.}$$

Средние невязки по ходам в соответствующих классах будут  $2,5\sqrt{L}$ ,  $5\sqrt{L}$  и  $10\sqrt{L}$ .

В расчетах требуемой точности нивелирных работ следует исходить из самых неблагоприятных условий, когда рельеф или застройка не позволяют производить нивелировку с большими длинами визирных лучей.

Примем для таких условий на 1 км нивелирного хода 14 станций. Тогда соответственно для III и IV классов

$$m_{ст} = 5 : \sqrt{14} = 1,3 \text{ мм,}$$

$$m_{ст} = 10 : \sqrt{14} = 2,6 \text{ мм.}$$

Нивелирование II класса для этого случая не рассматривается, так как ходы нивелирования II класса должны проходить по направлениям с лучшими условиями.

Две конечные точки участка трубопровода с проектным минимально допустимым уклоном  $i = 0,0005$ , длиной 75 м должны быть уложены в натуре с точностью, характеризуемой средней квадратической ошибкой  $\pm 3,8 \text{ мм}$ , а средняя квадратическая ошибка одной станции нивелирования IV класса в неблагоприятных городских условиях может оказаться  $\pm 2,6 \text{ мм}$ .



Следовательно, если по направлению укладываемого трубопровода проложить ход нивелирования IV класса, то требуемая точность укладки трубопровода по высоте может быть обеспечена.

Однако трубопроводы подземных коммуникаций на городских территориях нельзя рассматривать как сооружения линейного типа; они, пересекаясь, образуют сплошные сети, охватывающие всю территорию города.

Высотная разбивка при строительстве отдельных трубопроводов такой сети должна быть выполнена от пунктов единой высотной опорной сети, равномерно покрывающей всю территорию города. В этом случае нивелирование IV класса окажется недостаточным по точности, поэтому, как правило, на городских территориях строят нивелирные сети III класса, а в городах с площадью более 50 км<sup>2</sup> — нивелирные сети II класса.

Рассмотрим случаи, когда первичное обоснование в городе создано в виде нивелирной сети III класса с густотой, позволяющей укладку точек трубопровода по высоте производить с применением только одной станции нивелирования IV класса.

Суммарную ошибку перенесения в натуру точек по высоте можно выразить формулой

$$m_h = \sqrt{m_{исх}^2 + m_p^2},$$

где  $m_{исх}$  — ошибка исходного высотного репера;

$m_p$  — ошибка разбивочного нивелирного хода;

$$m_{исх} = \sqrt{m_h^2 - m_p^2}. \quad (IV.2)$$

Для трубопроводов с минимальным уклоном 0,0005  $m_h = \pm 3,8$  мм. Средняя квадратическая ошибка на станции нивелирования IV класса равна  $\pm 2,6$  мм.

Тогда

$$m_{исх} = \sqrt{(3,8)^2 - (2,6)^2} = 2,8 \text{ мм.}$$

Под ошибкой исходных данных рассматриваем ошибки определения отметок узловых точек сети по отношению к смежным узловым точкам.

Рассчитаем точность, с какой следует построить высотное обоснование.

Предположим, что сеть высотного обоснования имеет вид квадратов, равномерно покрывающих всю городскую территорию (рис. 51).

Проанализируем техническую характеристику такой сети методом последовательных приближений.

По одному ходу  $z_1$  ожидаемая ошибка получения отметки узловой точки  $M$  будет

$$m_1 = m_{ст} \sqrt{n},$$

где  $m_{ст}$  — средняя квадратическая ошибка определения превышения на одной станции;  
 $n$  — число станций в ходе.

Рассматривая первое приближение ошибки определения отметок узловых точек по четырем ходам по отношению к смежным узловым точкам, получаем

$$m_1 = m_{ст} \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{4}} = m_{ст} \frac{\sqrt{n}}{2}.$$

С такой погрешностью получим все узловые точки, расположенные в середине сплошной сети квадратов.

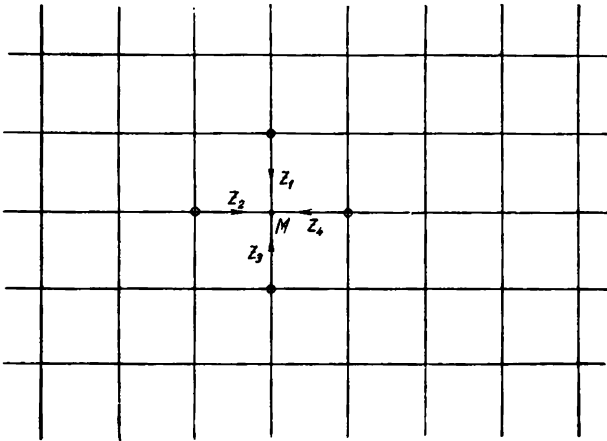


Рис. 51

Для второго приближения эти ошибки можно принять в качестве ошибок исходных данных. Следовательно, ошибка определения отметки точки  $M$  с учетом ошибок исходных данных, полученных в первом приближении оценки, будет

$$m_2^2 = m_{ст}^2 n + m_{ст}^2 \frac{n}{4} = \frac{5}{4} n m_{ст}^2.$$

По четырем ходам получим

$$m_{II}^2 = \frac{5}{16} n m_{ст}^2.$$

Для третьего приближения по аналогии

$$m_3^2 = \frac{5}{4} n m_{ст}^2 + \frac{5}{16} n m_{ст}^2 = \frac{25}{16} n m_{ст}^2.$$

По аналогии с выводами § 4 можно написать

$$M_{H_n} = \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{n} m_{ст} = 0,58 \sqrt{n} m_{ст}. \quad (IV.3)$$

Откуда

$$n = \frac{3M_{H_n}^3}{m_{ст}^2}.$$

Принимая  $M_{H_n} = m_{исх} = 2,8$  и  $m_{ст} = 1,3$ , получаем

$$n = \frac{3(2,8)^2}{(1,3)^2} = 14.$$

Принимая среднюю длину визирного луча для нивелирования III класса в городских условиях 50 м, получаем, что длины ходов нивелирования III класса между узловыми точками, если он является первичным высотным обоснованием, не должны превышать 1,4 км.

При отсутствии на территории города запроектированных самотечных канализационных коллекторов с уклонами 0,0005 или 0,0006 требования к точности городских нивелирных сетей могут быть снижены.

Все строительные работы, выполняемые на городских территориях, требуют меньшей точности высотной разбивки, чем при укладке труб канализационных коллекторов, поэтому следует признать, что на городских территориях нивелирование III класса удовлетворяет все инженерно-строительные работы.

Опорные высотные геодезические сети на городских территориях необходимы не только для съемок рельефа и разбивки инженерных сооружений. Такие ответственные сооружения, как метрополитены, комплексы фабрично-заводского строительства, большие мосты, крупные водопроводы, канализационные сети и коллекторы, требуют не только тщательных и точных высотных разбивок, но и наблюдения за осадками как в процессе строительства, так и во время эксплуатации. Для этого возникает необходимость на городских территориях иметь отметки пунктов, определенные из нивелирования II класса, а в крупных столичных городах даже I класса.

На территории Москвы нивелирная сеть I класса закреплена на скальных породах точками, расположенными на расстоянии 10—15 км одна от другой.

Нивелирные сети I и II классов на городских территориях имеют специальное инженерное назначение и не призваны обеспечивать строительные разбивки, поэтому густоту нивелирных сетей I и II классов и схему развития устанавливают с учетом задач, поставленных перед построением нивелирных сетей этих классов.

На больших городских территориях площадью больше 50 км<sup>2</sup> нивелирную сеть II класса строят с учетом получить высотное обоснование для построения нивелирных сетей III класса. Нивелирные сети III класса как первичное высотное обоснование на больших территориях получаются весьма сложными и наличие нивелирных сетей II класса значительно облегчает уравнивание нивелирных сетей III класса, создает возможность развития их не на всей территории города одновременно, а по частям внутри полигонов нивелирования II класса.

Можно рекомендовать следующее развитие высотных опорных сетей (табл. 27).

Т а б л и ц а 27

Площадь городской территории в км <sup>2</sup>	Классы нивелирных сетей
От 50 и больше	II, III и IV III, IV IV
От 25 до 50	
До 25	

Нивелирные сети II класса строят в виде системы замкнутых полигонов с периметром до 40 км. Длины ходов между узловыми точками не рекомендуется допускать более 10 км.

Нивелирные сети II класса закрепляют стенными марками, закладываемыми в стены каменных, кирпичных, бетонных и железобетонных зданий и сооружений, построенных за несколько лет до закладки марок. В застроенной части марки и реперы закладывают не реже чем через 2 км, а в незастроенной части — не реже чем через 3 км.

В застроенных частях крупных городов нивелирную сеть II класса сгущают сетью III класса. Обычно на незастроенной территории нивелирования III класса не выполняют, а нивелирование II класса сгущают нивелированием IV класса, при этом приурочивают схему построения к полигонометрическим и теодолитным ходам.

В застроенной части, при наличии нивелирной сети III класса, нивелирование IV класса в качестве специальной сплошной сети сгущения не выполняют, прокладывают только отдельные разбивочные ходы нивелирования IV класса там, где это необходимо.

В тех частях городской территории, где строительство крупных самотечных канализационных коллекторов не предусмотрено, длины ходов нивелирования III класса, являющихся сгущением нивелирной сети II класса, между реперами II класса допускают до 15 км, а между узловыми точками — 5 км.

Если нивелирование III класса является самостоятельной основой, сеть строят как на застроенной, так и на незастроенной части территории в виде замкнутых полигонов с длинами ходов между узловыми точками не более 3 км на застроенной территории и 5 км на незастроенной.

На территориях, где предусмотрено строительство крупных самотечных канализационных коллекторов с уклонами менее 0,0006, длины ходов между узловыми точками нивелирной сети III класса, как это доказано приведенными выше расчетами, не следует допускать более 1,4 км или вдоль запроектированных трасс следует прокладывать ходы нивелирования II класса.

Учитывая повседневную потребность в высотных разбивках на городских территориях, пункты нивелирования III класса закрепляют стенными реперами не реже чем 200 м на улицах и проездах плотно застроенных частей города и от 400 до 800 м на улицах и проездах слабо застроенных территорий.

Нивелирование IV класса производят по пунктам полигонометрии и по точкам ходов съемочного рабочего обоснования, поэтому схема развития нивелирных сетей зависит от схемы ходов полигонометрии и рабочего обоснования. Ходы нивелирования IV класса опираются на марки и реперы более высоких классов.

Все марки государственной нивелирной сети, расположенные на городской территории, включаются в сети городских нивелирных сетей.

Если класс марок государственной нивелирной сети соответствует классу городской нивелирной сети, в которую они включены, или эта сеть более высокого класса, то отметки марок государственной нивелирной сети принимают за исходные для уравнивания городской нивелирной сети. Если марки государственной нивелирной сети входят в сеть, класс которой ниже класса городской нивелирной сети, то только одну из марок государственной нивелирной сети, наиболее устойчивую по высоте, принимают в качестве исходной, а для остальных марок отметки определяют из уравнивания городской нивелирной сети.

## § 25. Оценка проектов нивелирных сетей

Класс первичного высотного обоснования, создаваемого на городских территориях, обычно выбирают с таким условием, чтобы точность определения отметок марок и реперов удовлетворяла требованиям наиболее ответственных высотных разбивок — укладки труб канализационных коллекторов, разбивки по высоте крупных инженерных сооружений, наблюдения за осадками зданий. Однако указанные работы на городской территории выполняют или вдоль отдельных направлений, предусмотренных проектами, или на небольших участках городских территорий. Массовые высотные разбивки, связанные со строительством жилых и промышленных зданий, комплексов сооружений инженерного обслуживания и благоустройства города, выполняемые на всей территории, обеспечиваются исходными высотными данными с некоторой излишней точностью. Поэтому в оценке точности высотной опорной геодезической сети, запроектированной на всю территорию города, надобности не возникает. Появляется необходимость в оценке точности свободных высотных сетей, запроектированных на отдельных локальных участках городской территории или только в отдельных местах общей нивелирной сети, создаваемой на всей территории города в целом.

Оценку свободных нивелирных сетей наиболее целесообразно выполнять методом последовательных приближений, принцип которого применительно к оценке полигонометрической сети подробно изложен в § 13.

Средние квадратические ожидаемые ошибки по ходам между узловыми точками подсчитывают по формуле

$$m_h = \eta \sqrt{L}, \quad (\text{IV.4})$$

где  $\eta$  — коэффициент влияния случайных ошибок при нивелировании, отнесенный на километр хода;

$L$  — длина хода в километрах.

Длины ходов между узловыми точками выбирают графически.

Пример оценки точности свободной нивелирной сети при  $\eta = \pm 5$  мм применительно к рис. 52 приведен в табл. 28. За исходную принята узловая точка VII. Результаты оценки показаны в табл. 29.

Способ последовательных приближений можно применять и для оценки сетей, опирающихся на реперы и марки нивелирных сетей

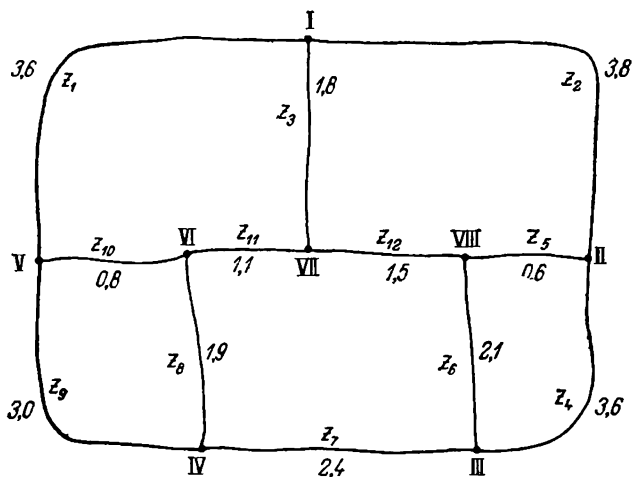


Рис. 52

более высокого класса. Однако следует иметь в виду, что, применяя этот способ оценки, получаем ожидаемые ошибки определения отметок узловых точек по отношению не к исходным пунктам, а к вблизи расположенным определяемым пунктам.

В получении такой характеристики имеется определенный технический смысл, так как для обеспечения требуемой точности высотной разбивки при строительстве на городской территории важно иметь надежную точность взаимного определения смежных пунктов высотного геодезического обоснования, а ошибки определения отметок исходных пунктов по отношению к исходной, далеко расположенной от участка строительства, точке практического интереса не представляют.

Наиболее уверенные результаты оценки проекта нивелирной сети, опирающейся на точки с исходными отметками, дает способ составления весовых функций.

При этой оценке нет необходимости составлять условные уравнения, а, пользуясь способом В. В. Попова, можно написать группу нормальных уравнений непосредственно по схеме нивелирной сети. По схеме можно составлять и весовые функции.

№ узло- вой точки	№ хода	Длина хода	$m_h$	I приближение				II при	
				$M_{\text{исх}}^2$	$M_{\text{ход}}^2$	$M_{\text{об}}^2$	P вес	$M_{\text{исх}}^2$	$M_{\text{ход}}^2$
I	$z_1$	3,6	9,5	0	90	90	11	13	90
	$z_2$	3,8	9,8	0	96	96	10	11	96
	$z_3$	1,8	6,7	0	45	45	$\frac{22}{43}$	0	45
					$M_I^2=23$		$M_I=4,8$		$M_I^2=24$
II	$z_2$	3,8	9,8	0	96	96	10	23	96
	$z_4$	3,6	9,5	0	90	90	11	22	90
	$z_5$	0,6	3,9	0	15	15	$\frac{67}{88}$	9	15
					$M_{II}^2=11$		$M_{II}=3,3$		$M_{II}^2=17$
III	$z_4$	3,6	9,5	0	90	90	11	11	90
	$z_6$	2,1	7,4	0	55	55	18	9	55
	$z_7$	2,4	7,8	0	61	61	$\frac{16}{45}$	20	61
					$M_{III}^2=22$		$M_{III}=4,7$		$M_{III}^2=26$
IV	$z_7$	2,4	7,8	0	61	61	16	22	61
	$z_8$	1,9	6,9	0	48	48	21	9	48
	$z_9$	3,0	8,6	0	74	74	$\frac{14}{51}$	13	74
					$M_{IV}^2=20$		$M_{IV}=4,5$		$M_{IV}^2=24$
V	$z_1$	3,6	9,5	0	90	90	11	23	90
	$z_9$	3,0	8,6	0	74	74	14	20	74
	$z_{10}$	0,8	4,5	0	20	20	$\frac{50}{75}$	9	20
					$M_V^2=13$		$M_V=3,6$		$M_V^2=18$
VI	$z_6$	1,9	6,9	0	48	48	21	20	48
	$z_{10}$	0,8	4,5	0	20	20	50	13	20
	$z_{11}$	1,1	5,2	0	27	27	$\frac{37}{108}$	0	27
					$M_{VI}^2=9$		$M_{VI}=3,0$		$M_{VI}^2=12$
VII			Принята за исходную						
VIII	$z_5$	0,6	3,9	0	15	15	67	11	15
	$z_6$	2,1	7,4	0	55	55	18	22	55
	$z_{12}$	1,5	6,1	0	37	37	$\frac{27}{112}$	0	37
					$M_{VIII}^2=9$		$M_{VIII}=3$		$M_{VIII}^2=13$

ближение		III приближение				IV приближение			
$M_{\text{б}}^2$	Р вес	$M_{\text{Исх}}^2$	$M_{\text{Год}}^2$	$M_{\text{б}}^2$	Р вес	$M_{\text{Исх}}^2$	$M_{\text{Год}}^2$	$M_{\text{б}}^2$	Р вес
103	10	18	90	108	9	20	90	110	9
107	9	17	96	113	9	17	96	113	9
45	$\frac{22}{41}$	0	45	45	$\frac{22}{40}$	0	45	45	$\frac{22}{40}$
	$M_I=4,9$		$M_I^2=25$		$M_I=5,0$		$M_I^2=25$	$M_I=5,0$	
119	8	24	96	120	8	25	96	121	8
112	9	26	55	81	12	28	55	83	12
24	$\frac{42}{59}$	12	15	27	$\frac{37}{57}$	14	15	29	$\frac{34}{54}$
	$M_{II}=4,1$		$M_{II}^2=17$		$M_{II}=4,1$		$M_{II}^2=18$	$M_{II}=4,2$	
101	10	17	90	107	9	17	90	107	9
64	16	12	55	67	15	14	55	69	14
81	$\frac{12}{38}$	24	61	85	$\frac{11}{35}$	24	61	85	$\frac{12}{35}$
	$M_{III}=5,1$		$M_{III}^2=28$		$M_{III}=5,3$		$M_{III}^2=28$	$M_{III}=5,3$	
83	12	26	61	87	11	28	61	89	11
57	18	12	48	60	17	13	48	61	16
87	$\frac{11}{41}$	18	74	92	$\frac{11}{39}$	20	74	94	$\frac{11}{38}$
	$M_{IV}=4,9$		$M_{IV}^2=25$		$M_{IV}=5,0$		$M_{IV}^2=26$	$M_{IV}=5,1$	
113	9	24	90	114	9	25	90	115	9
94	11	24	74	98	10	25	74	99	10
29	$\frac{34}{54}$	12	20	32	$\frac{31}{50}$	13	20	33	$\frac{30}{49}$
	$M_V=4,2$		$M_V^2=20$		$M_V=4,5$		$M_V^2=20$	$M_V=4,5$	
68	15	24	48	72	14	25	48	73	14
33	30	18	20	38	26	20	20	40	25
27	$\frac{37}{82}$	0	27	27	$\frac{37}{77}$	0	27	27	$\frac{37}{76}$
	$M_{VI}=3,5$		$M_{VI}^2=13$		$M_{VI}=3,6$		$M_{VI}^2=13$	$M_{VI}=3,6$	
26	38	17	15	32	31	17	15	32	31
77	13	26	55	81	12	28	55	83	12
37	$\frac{27}{78}$	0	37	37	$\frac{27}{70}$	0	37	37	$\frac{27}{70}$
	$M_{VIII}=3,6$		$M_{VIII}^2=14$		$M_{VIII}=3,7$		$M_{VIII}^2=14$	$M_{VIII}=3,7$	



№ узловой точки	Средняя квадратическая ожидаемая ошибка определения отметки точки в мм	Примечание
I	5,0	
II	4,2	
III	5,3	
IV	5,1	
V	4,5	
VI	3,6	
VII	0	Принята за исходную
VIII	3,7	

Порядок составления весовых функций остается таким же, как и составление нормальных уравнений. При подсчете значений квадратичных коэффициентов как в нормальных уравнениях, так и в весовых функциях величины, обратные весам ходов между узловыми точками, всегда принимаются со знаком плюс независимо от выбранных для уравновешивания или для составления весовых функций направлений ходов.

Из решения нормальных уравнений будет получена величина  $\frac{1}{P_{HA}}$ . Средняя квадратическая ошибка уравновешенной отметки точки  $A$  определится формулой

$$m_{HA} = \mu \sqrt{\frac{1}{P_{HA}}},$$

где  $\mu$  — средняя квадратическая ошибка единицы веса. При оценке проектов величина  $\mu$  принимается равной коэффициенту влияния случайных ошибок  $\eta$ , установленного для соответствующего класса нивелирования.

### § 26. Закрепление пунктов городских нивелирных сетей

Если закрепленные нивелирные пункты используются в качестве исходных для наблюдений за осадками, то изменениями этих исходных пунктов по высоте более чем на 1 мм пренебрегать нельзя.

В застроенной части города ходы нивелирования II класса целесообразно закрепить стенными марками через 2 км.

Глубинные реперы устанавливаются на территориях крупных парков, расположенных внутри застройки, в лесопарковых зонах и на землях сельскохозяйственного назначения.

Полезно грунтовые реперы располагать в местах выходов близко к поверхности коренных пород. При расположении глубинных реперов на расстоянии 10—15 км один от другого невозможно своевременно выявить изменение их по высоте под влиянием гидрогеологических условий, тепловых режимов грунтов, а также резкого изменения нагрузки на грунты в близлежащих к глубинным знакам

районах. Поэтому весьма желательно в городе в нескольких местах закреплять нивелирную сеть II класса кустами, состоящими из 3—4 глубинных знаков, расположенных один от другого на расстоянии 100—200 м.

В местах наблюдений за осадками крупных инженерных сооружений закрепляют глубинные незащитаемые реперы, конструкция которых разработана докт. техн. наук П. И. Брайтом.

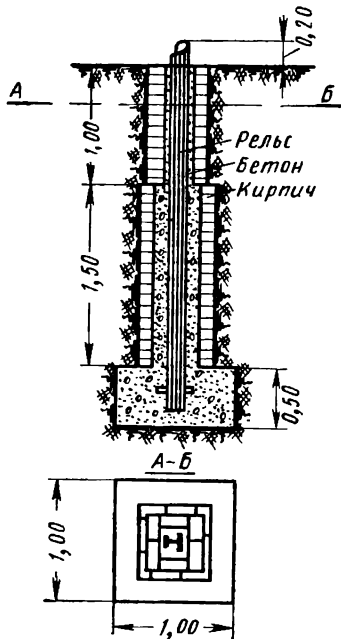


Рис. 53

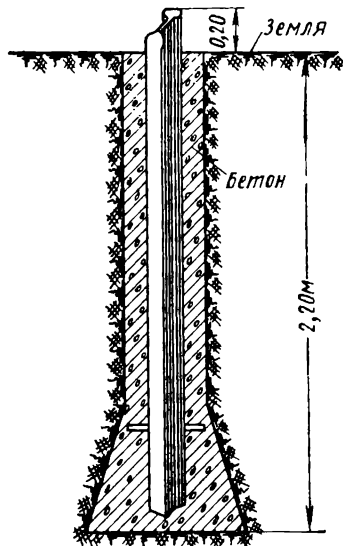


Рис. 54

Фундаментальный репер, рекомендуемый для закладки на незастроенных территориях, изображен на рис. 53.

Особую осторожность следует проявлять при выборе зданий для закрепления нивелирной сети II класса стенными марками.

Повторное нивелирование II класса, выполняемое в ряде городов, показало, что закрепленные стенные марки через 10—15 лет вследствие осадок зданий значительно изменяют свое положение по высоте. Поэтому они оказываются практически непригодными для использования не только для ответственных разбивок по высоте при строительстве крупных инженерных сооружений, но и при текущих строительных работах в городе.

Результаты наблюдений показали, что крупные здания подвержены осадкам на протяжении нескольких лет после окончания строительства, поэтому недопустимо закреплять городские нивелирные сети марками в стенах вновь построенных зданий.

Искусственное понижение грунтовых вод, которое, как правило, происходит при наличии крупного строительства, вызывает существенные осадки зданий на значительных по площади территориях. Глубокие котлованы, вырытые под фундаменты крупных сооружений, и глубокие траншеи для укладки подземных коммуникаций вызывают осадки расположенных поблизости зданий.

Особенно большие осадки зданий происходят в результате подземных работ при строительстве метрополитенов и коллекторов, предназначенных для укладки в них подземных коммуникаций. Эти осадки распространяются в стороны от оси сооружений на полуторную глубину заложения его, а при неблагоприятной геологической структуре значительно больше.

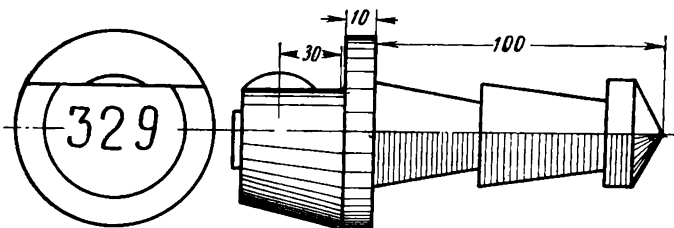


Рис. 55

Нивелирные сети III класса на незастроенной территории закрепляют грунтовыми реперами (рис. 54), а в застроенной части — стенными реперами.

При использовании ственных реперов городской нивелирной сети для наблюдения за осадками требуется весьма точная установка рейки на репере, поэтому рекомендуется на полочках делать приливы со сферической верхней поверхностью, как показано на рис. 55.

## § 27. Особенности нивелирования в городских условиях

Нивелирование соответствующих классов выполняется с соблюдением рекомендаций и допусков Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов.

При нивелировании II и III классов на застроенных частях городских территорий особое внимание следует обращать на устойчивость инструмента и реек. При установке штатива на асфальте необходимо для ножек специальным пробойником сделать углубления на 3—4 см. Все ножки штатива необходимо защитить от прямого попадания солнечных лучей. Рейки рекомендуется устанавливать на специальные костыли, заблаговременно забиваемые в покрытие проездов и тротуаров или в грунт.

Возможность появления вредного влияния вертикальной рефракции на застроенных территориях значительно больше, чем в полевых условиях. Тепловое излучение от нагретого солнечными

лучами дорожного покрытия на проездах и от каменных зданий происходит продолжительное время после полного прекращения или значительного ослабления этого нагревания. Поэтому необходимо резко сокращать рабочее время на нивелирных работах II класса в летние солнечные дни и переносить эти работы или на пасмурные дни, или на ночное время.

По этой же причине при работе в городских условиях необходимо более часто определять величину угла  $i$ : в застроенной части города в летние солнечные дни два раза в день; в пасмурные дни, а также в весеннее и осеннее время — один раз в день.

При нивелировании III класса рейки преимущественно устанавливают на стенные реперы, поэтому равенства длин лучей от инструмента до задней и передней реек приходится добиваться перемещением инструмента на каждой станции; при этом пользуются дальномерными отсчетами. Это обстоятельство на застроенной территории сильно снижает производительность труда.

Каждый класс городских нивелирных сетей уравнивают отдельно.

Даже в самых крупных городах не будет достаточного количества данных для определения средней систематической ошибки на 1 км нивелирования, так как в городских нивелирных сетях нет длинных линий, в пределах которых можно было бы считать действительные систематические ошибки достаточно однообразным. Поэтому точность работ можно характеризовать только средней случайной ошибкой на 1 км хода, которую вычисляют по формуле

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \sqrt{\frac{pv^2}{r}} \\ p &= \frac{1}{L} \end{aligned} \right\} \quad (IV.5)$$

где  $p$  — вес хода между исходными или узловыми точками;

$L$  — длина хода, выраженная в километрах;

$v$  — поправка на ход в миллиметрах, полученная из уравнивания;

$r$  — число условных уравнений.

После уравнивания составляют каталог отметок реперов. В городе обычно закрепляют большое количество ственных реперов, поэтому целесообразно составлять два каталога, в одном из которых реперы размещать по возрастанию номеров, а в другом — по наименованию улиц и переулков в алфавитном порядке.

Для выявления осадок пунктов нивелирных городских сетей необходимо периодически (через 10—15 лет) проводить повторное нивелирование.

Критический и научно обоснованный анализ полученных расхождений в отметках надежно закрепленных пунктов нивелирных сетей II класса может дать хороший материал для изучения вертикальных смещений земной коры.

## Глава V

### СЪЕМКА СИТУАЦИИ И РЕЛЬЕФА НА ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЯХ

#### § 28. Общая часть

Основным методом составления топографических планов городских территорий масштабов 1 : 10000, 1 : 5000, 1 : 2000 является аэрофотосъемка.

Мензюльная съемка, как менее экономичная и требующая больше времени на составление планов, допускается инструкцией только в тех случаях, когда на местности незначительное количество контуров и предметов, участок имеет незначительную величину, невозможно произвести аэрофотосъемку.

Топографические планы городских территорий составляют на отдельных планшетах с прямоугольной разграфкой. Планшеты имеют размеры рамок, показанные в табл. 30.

Т а б л и ц а 30

Масштаб	Размер рамки планшета в см	Размер полезной площади планшета в га
1 : 5000	40 × 40	400
1 : 2000	50 × 50	100
1 : 1000	50 × 50	25
1 : 500	50 × 50	6,25

Порядок нумерации планшетов единый для всей городской территории, его устанавливает главный архитектор города. Образец нумерации показан на рис. 56. Планшеты масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 имеют соответственно номенклатуру 1; 2-Г; 3-Б-IV; 4-В-16\*.

Содержание топографических планов устанавливают по специальным инструкциям и дополнительным техническим заданиям проектных организаций. Всю ситуацию на планах изображают установленными условными знаками.

На планах масштаба 1 : 5000 застройку обычно показывают кварталами с выделением зданий общественных и имеющих государственное значение. Показывают также основные инженерные сооружения. На планах масштаба 1 : 2000 изображают все основные

\* Для съемок в крупных масштабах на территориях площадью свыше 20 км<sup>2</sup> за основу разграфки планов принимается лист карты масштаба 1 : 100 000, который делится на 256 частей для масштаба 1 : 5 000, а каждый лист масштаба 1 : 5 000 — на 9 частей для съемки масштаба 1 : 2 000 [60].

здания и указывают материалы, этажность и конструктивные особенности зданий и сооружений.

Линии воздушной связи и осветительной сети в застроенной части на планах масштабов 1 : 2000 и 1 : 5000 не показывают, если это не предусмотрено специальным заданием. На незастроенных территориях при съемке в масштабе 1 : 2000 показывают все столбы воздушных проводов, а в масштабе 1 : 5000 — только поворотные. На планах масштаба 1 : 2000 наносят все смотровые колодцы подземных коммуникаций.

Для рабочих проектов новой застройки и реконструкции старой, а также для текущего проектирования и строительных работ, свя-

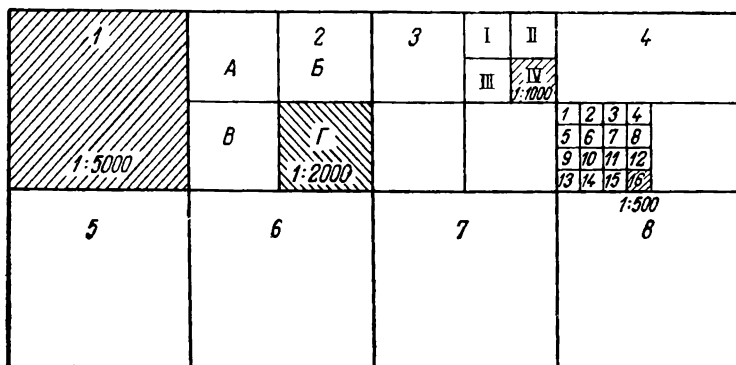


Рис. 56

занных с благоустройством города, необходимо на застроенную часть иметь топографические планы масштаба 1 : 500.

Для составления планов в масштабе 1 : 500 в натуре снимают все здания с их архитектурными выступами. Архитектурные детали в контурах зданий и сооружений на проездах снимают, если их размеры больше 10 см, а внутри кварталов, если больше 15 см.

Проезды, внутриквартальную ситуацию, а также рельеф в масштабе 1 : 500 снимают наземными геодезическими способами. Нередко на городских территориях возникает необходимость в съемке масштаба 1 : 500 отдельных незастроенных участков, расположенных внутри застройки и примыкающих к ней. Такие съемки производят или мензулой или тахеометром. Особым видом работ на городских территориях являются съемки подземных коммуникаций.

Точность съемки масштаба 1 : 500 застроенной территории характеризуется следующими допусками: контрольные промеры между двумя точками, расположенными на расстоянии до 60 м одна от другой и измеренные в натуре, не должны расходиться с длинами, определенными между этими же точками по плану, больше чем на 0,20 м на проездах и 0,30 м внутри кварталов.

При изображении рельефа горизонталями на планах масштаба 1 : 500 подписывают отметки проезжих частей проездов, трамвайных путей, тротуаров, колодцев подземных коммуникаций, водосливных решеток, приемников и иллюминаторов, входов в здания и помещения, полов подвальных и первых этажей в жилых и производственных помещениях, причалов пристаней, урезов воды, парапетов берегозащитных стенок устоев мостов, труб подземных коммуникаций, различных инженерных сооружений.

### § 29. Обоснование для съемки в масштабах 1 : 2000 и 1 : 5000

При аэрофотосъемке незастроенных городских территорий обоснование создают для привязки опознаваемых на местности контурных точек аэроснимков (опознаков).

Ошибки пунктов уравниваемого планового съемочного обоснования, в том числе всех плановых опознаков, относительно пунктов главной геодезической основы (триангуляции или полигонометрии), согласно Основным положениям по созданию топографических планов масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 (ГУГК при СМ СССР, 1970 г.) не должны превышать 0,2 мм в открытых и 0,3 мм плана в лесных районах.

Способы создания съемочного обоснования, густоту точек и схемы развития ходов устанавливают в соответствии с проектом привязки аэроснимков, который составляют после аэросъемки по контактному отпечатку и накидному монтажу. Этот проект обычно составляют те исполнители, которые в дальнейшем должны вести камеральную обработку аэросъемочных материалов. Проектом предусматривается или сплошная привязка, при которой каждый аэроснимок обеспечивается четырьмя точками, необходимыми для его трансформирования и монтажа, или разреженная, при которой часть точек определяют в камеральных условиях способом фототриангуляции.

В качестве плановых опознаков выбирают углы тротуаров, пересечения аллей и дорожек, изломы и углы заборов, пересечения дорог, канав и тропинок. Положение выбранных точек в качестве опознаков должно определяться на снимке с точностью  $\pm 0,1$  мм. Рекомендуется в качестве опознаков максимально использовать пункты триангуляции и полигонометрии.

Не следует брать в качестве опознаков расплывчатые неясные контуры, как, например: кусты, деревья, предметы высотой более 3 м при масштабе съемки 1 : 5000 и 1,0 м при масштабе съемки 1 : 2000, вершины холмов, дно оврагов. При невозможности опознать контуры в намеченной зоне контурную точку можно выбрать и за пределами зоны, не ухудшая фотограмметрических условий размещения опознаков. Опознанные точки накалывают на аэроснимках тонкой иглой. На обороте аэроснимка подписывают номер опознака, делают подробную зарисовку (абрис) в укрупненном

масштабе расположения опознака и пояснительную надпись, характеризующую опознанную точку.

Съемочное обоснование для привязки опознаков создается путем проложения теодолитных ходов, построения аналитических сетей, а также путем определения отдельных точек прямой или обратной засечкой с пунктов триангуляции или полигонометрии.

Составление проекта съемочного обоснования производят на основе тщательно проведенной в натуре рекогносцировки.

На застроенной территории проект должен предусмотреть возможность аналитического определения координат всех углов кварталов, а при составлении планов масштаба 1 : 2000 — дополнительно координат углов опорных зданий по списку, составленному проектировщиками.

Теодолитные ходы в качестве съемочного обоснования проектируются в виде систем ходов, образующих узловые точки и замкнутые полигоны и опирающихся на пункты триангуляции или полигонометрии.

Обоснование мензулой съемки на городских незастроенных территориях по схеме развития, густоте точек и расположению их будет резко отличаться от съемочного обоснования, создаваемого при аэрофотосъемке. Если при аэрофотосъемке густота точек и схема развития съемочного обоснования определяются расположением выбранных при составлении проекта привязки аэроснимков контурных опознаков, то при мензульной съемке расположение ходов и точек съемочного обоснования определяется целесообразным выбором мест постановки мензулы для съемки контуров и рельефа.

Для обеспечения хорошего качества составляемого плана стремятся к тому, чтобы всю ситуацию и рельеф в основном можно было снять с точек съемочного обоснования и минимального числа переходных точек.

При топографической съемке в масштабе 1 : 5000 рекомендуется иметь одну точку съемочного обоснования на 25 га, а при съемке в масштабе 1 : 2000 — одну точку на 10 га.

В закрытых местах или при сильно пересеченном рельефе там, где указанного количества точек съемочного обоснования недостаточно, дополнительно определяют съемочные точки.

В застроенных частях городских территорий густота точек съемочного обоснования при съемке мензулой в масштабах 1 : 2000 и 1 : 5000 зависит от плотности застройки и густоты точек городской полигонометрии.

### **§ 30. Обоснование для съемки застроенных территорий в масштабе 1 : 500**

Съемочное обоснование в застроенной территории создается путем проложения теодолитных ходов, которые образуют сложные системы узловых точек и замкнутых полигонов, опирающиеся на пункты городской полигонометрии.



Съемочное обоснование при съемке застроенных территорий строится в две стадии. Сначала создаются сети теодолитных ходов по проездам, которые опираются на пункты городской полигонометрии. С линий и точек этих ходов осуществляется съемка ситуации по проездам. Затем развивается обоснование для съемки внутриквартальной ситуации. Направление этих ходов и расположение их точек выбирают так, чтобы их можно было наиболее удобно и максимально использовать для съемки ситуации.

Теодолитные ходы, проложенные внутри кварталов, базируются на точках ходов, проложенных по проездам. В силу этого обоснование, проложенное для съемки проездов, опираясь непосредственно на пункты полигонометрии, является исходным для ходов, проложенных внутри кварталов.

При рекогносцировке ходов съемочного обоснования намечают способы съемки ситуации с линий и точек съемочного обоснования.

При съемке ситуации на проездах и внутри кварталов за последнее время широкое применение получили оптические дальнометры в виде насадок. Наиболее приемлемыми для этой цели являются насадки ДН-04 с горизонтальной рейкой (ранее эта насадка называлась ДД-3) и ДНР-06 — с вертикальной рейкой. Для съемки ситуации по проездам теодолитные ходы при применении дальномерных насадок прокладывают по серединам проездов.

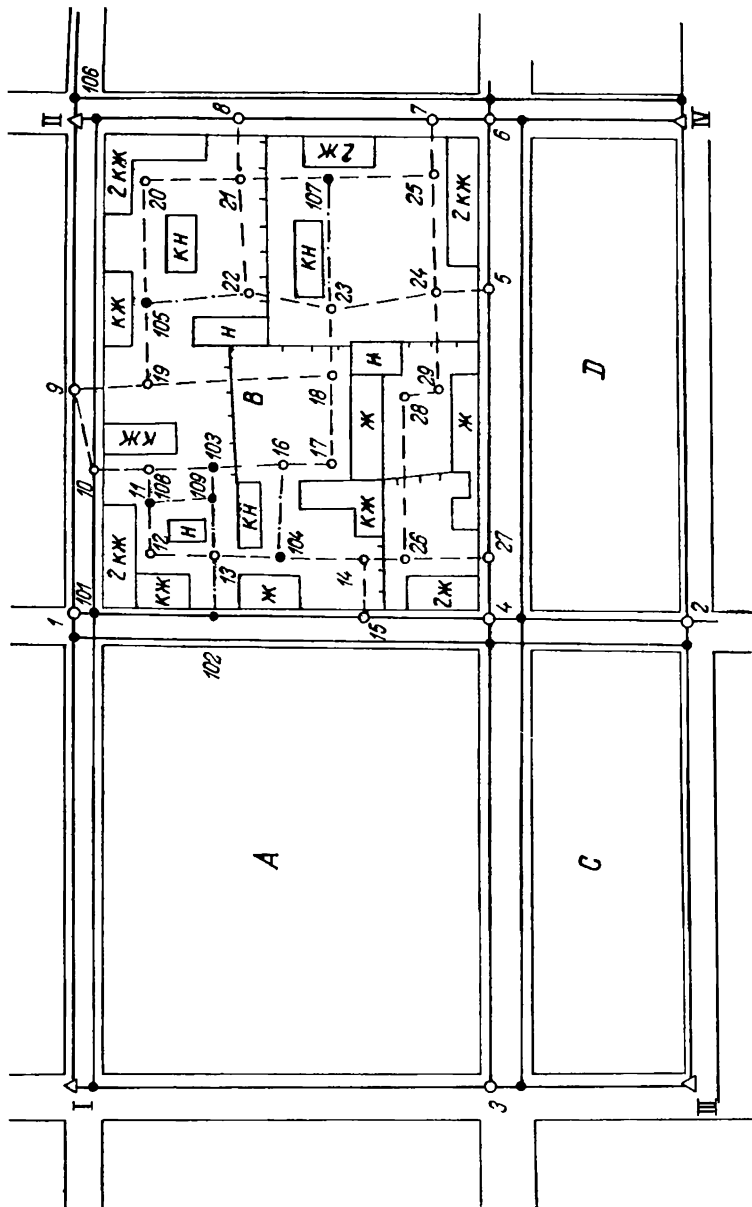
При съемке ситуации на проездах методом перпендикуляров или засечек, если ширина проездов более 10 м, теодолитные ходы прокладывают по двум сторонам проездов; при этом среднее удаление линии теодолитного хода от фасадной линии проезда не рекомендуется допускать более 3 м, так как требования, предъявляемые к точности съемки, ограничивают длины перпендикуляров от съемочных линий до снимаемых точек ситуации.

На участках густой застройки сеть теодолитных ходов съемочного обоснования получается очень сложной. Поэтому в процессе ее рекогносцировки стремятся получить наиболее простые системы для уравнивания. Построение сети съемочного обоснования значительно проще при применении створных точек, между которыми прокладывают съемочные линии.

На рис. 57 изображена схема съемочного обоснования кварталов *A, B, C* и *D* для случая, когда широко использованы створные точки. Номера полигонометрических пунктов обозначены римскими цифрами. Точки теодолитных ходов по проездам и внутри кварталов пронумерованы арабскими цифрами от 1 до 29. Точки, обозначенные номерами 101, 102, . . ., установлены в створе линий полигонометрических или теодолитных ходов при помощи теодолита.

Съемочные линии теодолитных ходов по проездам обозначены сплошными линиями, а на внутриквартальной территории — пунктиром. Съемочные линии, опирающиеся с одного или двух концов на створные линии, показаны пунктиром с точкой.

Створная линия 13—102 или 13—103 — первого порядка, а 108—109 — второго порядка, так как она опирается на створные



**Условные обозначения:**

- △ пункт полигонометрии
- точка съемочного обоснования
- створная точка
- линия съемочного обоснования по проездам
- - - линия съемочного обоснования внутри квартала
- · — створная линия съемочного обоснования

Рис. 57

линии первого порядка. Углы на створных точках не измеряют, а положение их определяют расстояниями, измеренными стальной лентой от точек поворота ходов съёмочного обоснования.

Точки съёмочного обоснования закрепляют забетонированными металлическими трубками, костылями или барочными гвоздями, забитыми в тротуарное покрытие.

При измерении углов с особо короткими сторонами, длина которых может оказаться порядка 20 м, визируют на спичку или стальную шпильку, установленную непосредственно на центре закрепленной точки съёмочного обоснования.

Расхождения в результатах прямого и обратного измерения линии более 1 : 3000 не допускают, на коротких линиях расхождение допускают до 3 см.

Невязки в ходах, проложенных для съёмки внутриквартальной территории, считают допустимыми, если они не превышают 1 : 2000 длины хода, и только в виде исключения в местах с очень неблагоприятными условиями для измерения углов и линий, а также для коротких ходов считают допустимой невязку, не превышающую 1 : 1000 длины хода.

Для уравнивания всю сложную схему ходов съёмочного обоснования, заключенную в пределах полигонометрического полигона, разбивают на отдельные системы. Сначала уравнивают ходы, проложенные по проездам. Затем выбирают основные полигоны и ходы из схемы рабочего обоснования, проложенной внутри квартала, и уравнивают их, принимая точки съёмочного обоснования на проездах за исходные. Такие системы ходов принято называть системами уравнивания первого порядка.

Уравновешенные точки первого порядка принимают за исходные для уравнивания систем второго порядка, которые должны охватить все ходы съёмочного обоснования. В исключительных случаях уравнивают системы третьего порядка. Системы выше третьего порядка уравнивания применять не рекомендуется.

Высоты точек съёмочного обоснования определяют геометрическим нивелированием IV класса или тригонометрическим нивелированием. При сечении рельефа 1 м и менее высотное съёмочное обоснование создают путем проложения нивелирных ходов IV класса, опирающихся на марки и реперы городской нивелирной сети III класса.

Определение превышений тригонометрическим нивелированием в мензульных или тахеометрических ходах и по сторонам аналитической сети выполняют в прямом и обратном направлениях.

Допустимые невязки в ходах и замкнутых полигонах тригонометрического нивелирования вычисляют по формуле

$$f_{h_{доп}} = 0,04s \sqrt{n} \text{ м}, \quad (V.1)$$

где  $s$  — средняя длина линии, выраженная в сотнях метров;  
 $n$  — число линий.

## § 31. Аэрофотосъемка городских территорий

Для создания топографических планов городов и поселков городского типа в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 применяют комбинированный и стереотопографический аэрофотосъемочные методы.

При комбинированной съемке ситуационную часть планов создают при помощи аэроснимков, а рисовку рельефа выполняют на фотопланах или аэроснимках при помощи мензулы или нивелира непосредственно в поле.

С применением стереотопографической съемки предусматривается нанесение на план не только контуров, но и рельефа местности по аэроснимкам с рисовкой его на стереоприборах в камеральных условиях. Стереотопографическая съемка — наиболее прогрессивный метод получения планов городов.

Особое значение аэрофотосъемка имеет для обновления планов городских территорий. Повторные залеты дают возможность довольно просто и с незначительной затратой средств внести все изменения ситуации, которые на городских территориях происходят довольно быстро.

Аэрофотосъемка застроенных территорий имеет свои особенности, поэтому приемы и допуски, разработанные для съемки в мелких и средних масштабах, нельзя механически переносить на крупномасштабную съемку.

Вопрос о выборе времени года для аэрофотосъемки городов приобретает особое значение. При средней ширине проездов 22 м кроны деревьев на городских проездах закрывают 40—80% площади. На 1 км городского проезда в среднем имеется около 45 люков, решеток, вводов, из которых от 15 до 30 закрыты кронами деревьев. В среднем около 25% контуров застроенной части закрывается кронами деревьев, что затрудняет дешифрирование и требует дополнительной съемки закрытых участков.

Некоторые высокие предметы, как столбы воздушных сетей, на снимках в масштабе 1 : 2000 не дешифрируются, тогда как на снимках в масштабах 1 : 1000 и 1 : 500 эти столбы легко дешифрируются и без теней.

Дешифрирование фотопланов в масштабах 1 : 1000 и 1 : 500, составленных из снимков с резко непросматриваемыми тенями, затруднительно, так как половина мелких предметов и деталей закрыта тенями.

Аэросъемку городских территорий в масштабах 1 : 500 и 1 : 1000 рекомендуется выполнять по индивидуальным проектам, составленным для каждого отдельного города или населенного пункта.

Исследования, произведенные канд. техн. наук В. А. Крумелисом\*, позволили выработать следующие рекомендации для летно-

\* Некоторые вопросы теории и практики инженерно-геодезических изысканий. Доклад о выполненных и опубликованных работах, представляемых по соиск. уч. степ. канд. техн. наук. Киев, КИСИ, 1965.

съемочных работ в зависимости от времени года, дня и освещенности:

а) аэрофотосъемку городов, имеющих зеленые насаждения, необходимо производить в весенний период после схода снежного покрова, до появления листвы на деревьях, или осенью после ее опадения;

б) съемку территории с многоэтажной и промышленной застройкой следует выполнять в близполуденное время при солнце, закрытом облаками высокого или среднего яруса. Для этого следует применять инфрахроматическую пленку. Съемку можно также выполнять при несплошной облачности, когда увеличивается интенсивность рассеянного света;

в) если невозможно осуществить аэрофотосъемку для составления планов городской застройки в масштабах 1 : 1000 и 1 : 500 в облачную погоду, то съемку можно выполнять в утренние или вечерние часы дня, когда диффузное излучение от небесного свода интенсивно освещает затененные места. В этих случаях следует подбирать более светочувствительную панхроматическую пленку и не применять светофильтр;

г) аэрофотосъемку городов и поселков с малоэтажной и усадебной застройкой с небольшим озеленением улиц можно выполнять и при полном солнечном освещении в близполуденное время.

В этом случае необходимо применять панхроматическую пленку с небольшим коэффициентом контрастности и подбирать специальные светофильтры для погашения сильных теней.

При съемке комбинированным методом фотографирование выполняют длиннофокусными аэрофотоаппаратами с фокусным расстоянием камеры: 200 или 350 мм для масштаба 1 : 5000 и 350 или 500 мм для масштаба 1 : 2000.

При стереотопографической съемке городов в масштабах 1 : 5000 и 1 : 2000 применяют короткофокусные аэрофотоаппараты, имеющие фокусное расстояние камеры 70 и 100 мм. В настоящее время при дифференцированном методе обработки материалов аэрофотосъемки выполняют двойные залеты как с длиннофокусными, так и с короткофокусными аэрофотоаппаратами. Залет с применением длиннофокусных аэрофотоаппаратов используют для составления контурных фотопланов, а для стереоскопической рисовки рельефа на аэроснимках пользуются залетом, выполненным короткофокусным аэрофотоаппаратом.

При съемке небольших городов с преобладающей одно- и двухэтажной застройкой и с несложным рельефом местности выгодно производить один залет аэрофотоаппаратом с фокусным расстоянием 70 мм. Такой залет обеспечивает точность составления контурных фотопланов и стереорисовку рельефа на аэроснимках.

В горных районах аэрофотосъемку рекомендуется выполнять аэрофотоаппаратом с фокусным расстоянием камеры 200 мм.

Аэрофотоаппараты с фокусным расстоянием камеры 55 мм используют в основном при съемке поселков с редкой застройкой.

При создании топографических планов городов в масштабах 1 : 2000 и 1 : 5000 комбинированным методом применяют длиннофокусные аэрофотоаппараты с фокусным расстоянием камеры 210, 350, 500 и 750 мм, что обеспечивает необходимую точность городских фотопланов. Размер снимков принимается  $18 \times 18$ ,  $24 \times 24$  и  $30 \times 30$  см. Продолжительность экспозиции требуется такая, чтобы смаз изображения на аэроснимках получился не более 0,1—0,15 мм. Масштаб залетов зависит от плотности застройки города, рельефа местности и технологии дальнейшей обработки материалов аэрофотосъемки. Обычно при комбинированной съемке города в масштабе 1 : 5000 масштаб залета должен быть в 1,5—2 раза мельче, чем масштаб создаваемого плана. Следовательно, при залете применяют масштаб съемки 1 : 7500—1 : 9000. При съемке масштаба 1 : 2000 масштаб залета устанавливают 1 : 3000—1 : 5000.

Если технологической схемой при обработке материалов залета предусматривается применение высокоточных стереофотограмметрических приборов, то масштаб залета может быть в 2—6 раз мельче масштаба создаваемого фотоплана. Масштаб аэроснимка обычно отличается от заданного масштаба в пределах 5—6%.

При выполнении съемки городов комбинированным методом продольное перекрытие аэроснимков желательно иметь не менее 60%, а поперечное — не менее 20%. При стереотопографической съемке продольное перекрытие необходимо такое же, как и при комбинированной съемке, но минимальное поперечное перекрытие доводится до 30%.

В процессе съемки обязательно должна быть применена гиросtabilизация аэрофотоаппаратов. Гиросtabilизирующая установка ЦНИИГАиК Н-55 позволяет выдерживать ось фотоаппарата в вертикальном положении со средней квадратической ошибкой  $\pm 8-10'$ .

На борту самолета устанавливают статоскопы (С-51) и радиосотомеры (РВТД).

На городских и промышленных территориях, где имеется густая сеть геодезических пунктов, целесообразно перед летно-съемочными работами маркировать все эти пункты. Затраты на маркировку пунктов в застроенной части города составляют 10—20% от стоимости плановой привязки снимков масштаба 1 : 3000—1 : 4000.

В городах с многоэтажной застройкой, где на проездах много деревьев, маркировку пунктов геодезического обоснования целесообразно производить для аэрозалетов, выполняемых ранней весной до появления листвы и при облачной погоде, чтобы маркировка не закрывалась тенями застройки и деревьев.

Маркировка делается в виде белых квадратов размером  $1,2 \times 1,2$  м или крестов с шириной полос 0,6 м.

Исследования, проведенные в тресте «Геотопосъемка», показали, что средние квадратические ошибки монтажа фотопланов по точкам колеблются в пределах  $\pm 0,14-0,29$  мм, а средние квадратические ошибки по порезам — в пределах  $\pm 0,21-0,32$  мм.

Средняя квадратическая ошибка в положении контурной точки на фотоплане городской застройки, полученная из непосредственных измерений от пунктов геодезического обоснования, оказалась равной  $\pm 0,32$  мм.

Средняя квадратическая ошибка во взаимном положении лежащих точек на фотоплане масштаба 1 : 1000 (масштаб залета 1 : 1000,  $f_k = 500$  мм) оказалась равной  $\pm 0,19$  мм.

Ошибка определения положения плановых опознаков относительно пунктов плановой геодезической основы не должна превышать  $\pm 0,2$  мм.

Дешифрирование фотопланов или аэроснимков городов заключается в опознавании объектов и контуров местности, имеющих на фотоплане или аэроснимках, определении их характеристик и в вычерчивании опознанных объектов и контуров.

В задачу дешифрирования входит и нанесение на фотопланы или аэроснимки неизобразившихся или вновь появившихся объектов и контуров посредством промеров или засечек от имеющихся на фотопланах и ясно выраженных контуров.

На городской территории проводится полевое дешифрирование, так как густая контурность и необходимость иметь данные об этажности зданий и сооружений и материале построек не дают возможности ограничиться камеральным дешифрированием.

Полевое дешифрирование фотопланов или аэроснимков — наиболее сложный процесс, так как этой работой определяется содержание топографического плана города, а следовательно, и его полноценность. При дешифрировании к фотоплану придается комплект аэроснимков (контактная печать) для стереоскопического просмотра, что в значительной мере облегчает работы по дешифрированию фотопланов.

Наиболее сложно в процессе дешифрирования на фотопланах — правильное нанесение оснований высоких зданий. Для этого надо определить высоту здания, размеры карнизов и свесы крыш. Размеры карнизов и свесы крыш должны учитываться, если величина их превышает 0,2 мм на плане.

При дешифрировании многоэтажных домов и других высоких сооружений следует определить и вводить поправки за высоту в положение этих сооружений на фотопланах, особенно при съемке масштаба 1 : 2000. Ошибка в изображении точки контура на фотопланах определяется по формуле

$$\Delta = \frac{rh}{H}, \quad (V.2)$$

где  $r$  — длина линии от центра аэроснимка до контура в миллиметрах;

$h$  — высота предмета в метрах;

$H$  — высота фотографирования в метрах.

При дешифрировании фотопланов городов учитывают поправки за сдвиг, если они превышают 0,3 мм на плане. Фактически ука-

занные сдвиги можно определить по фотоплану путем измерения величины перспективного изображения от основания до вершины сооружения или промерами в натуре.

Подробность дешифрирования обуславливается возможностью наибольшей контурной загрузки планов масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000. Поэтому при дешифрировании проводится генерализация контуров.

При съемке в масштабе 1 : 5000 дешифрируют элементы ситуации и рельефа, а также все жилые здания и общественные нежилые здания с указанием этажности и материала построек. В незастроенных территориях дешифрируют все контуры, выраженные в масштабе плана. При дешифрировании застроенных территорий исключают изображения индивидуальных сараев, столбов осветительных сетей, временные палатки, границы индивидуальных земельных владений.

При дешифрировании фотопланов городских территорий масштаба 1 : 2000, кроме характеристики зданий, выделяют пристройки под одной крышей с подразделением их на жилые и нежилые. Так же выделяют границы индивидуальных и других владений с показанием ситуации в каждом владении (сад, огород и пр.). При дешифрировании производят обмеры зданий, результаты которых записывают в специальный журнал. Особенно тщательно проводят дешифрирование фотопланов, которые имеют большую нагрузку.

При стереотопографической съемке применяют комбинированное дешифрирование: полевое и камеральное по различным имеющимся материалам. Полевое дешифрирование городских фотопланов является основным.

Для стереофотограмметрического определения отметок точек местности каждая стереопара обеспечивается шестью высотными опознаками.

Если качество материалов аэрофотосъемки хорошее, то достаточно и пяти высотных опознаков, расположенных по краям стереопары. Но для контроля рисовки рельефа в этом случае опознают и определяют высоты ряда точек, расположенных на линии основных высотных опознаков. Высотные опознаки намечают на тройном продольном перекрытии и посередине поперечного перекрытия. Их располагают на линии перпендикуляров, восстанавливаемых из главных точек аэроснимка к линии базиса. Расстояние от линии базиса до высотного опознака менее 3—4 см нежелательно. Высотные опознаки накалывают и оформляют так же, как и плановые.

Отметки высотных опознаков определяют посредством геометрического нивелирования. При этом одновременно набирают отметки промежуточных точек, которые достаточно хорошо опознаются на аэроснимках. Имеющиеся на участке урезы воды обязательно нивелируют. Отметки высотных опознаков определяют с точностью 0,1 установленного сечения рельефа.

После рисовки рельефа сводят горизонтали смежных стереопар. Конечно, при этом необходимо следить, чтобы при сводке не искажался характер рельефа местности. Качество рисовки рельефа



можно проконтролировать по избыточным точкам или выборочной повторной рисовкой рельефа.

Окончательно зарисованный на аэроснимках рельеф при помощи различных оптических устройств переносят на репродукцию с фотоплана.

Если на фотопланах имеется много контуров, то переносить горизонтали можно визуально. Изображенный на фотопланах рельеф местности корректируют.

При составлении фотопланов рекомендуется соблюдать следующие требования:

1) несовмещения пунктов основы с соответствующими точками фотоплана не должны превышать 0,4 мм;

2) расхождения идентичных контуров по рамкам не должны превышать 0,8 мм;

3) расхождения в положении контуров по порезам между соседними снимками внутри плана допускаются до 0,5 мм.

Результаты экспериментальных работ треста «Геотопосъемка» в производственных условиях показали, что рисовка рельефа на стереометрах СТД-2 обеспечивает достаточную точность в положении горизонталей с сечением рельефа через 1 м; кроме того, необходимая точность перенесения горизонталей со снимков на фотоплан при увеличении масштаба плана до четырех раз и тщательном исполнении обеспечивается при помощи стереоскопов и проекторов.

В части применения различных методов составления планов по материалам аэрофотосъемки рекомендуется следующее:

1. Метод сгущения плановой и высотной основы на универсальных приборах при крупномасштабной аэрофотосъемке застроенных территорий при автоматическом сгущении съемочного обоснования с применением ЭВМ должен стать основным. В первую очередь это относится к горным и предгорным районам.

2. Составление графических планов на универсальных приборах СД-1 и СПР-2 рекомендуется для городов с горным и холмистым рельефом с малоэтажной застройкой. Это способствует снижению стоимости работ по съемке городов, так как отпадает необходимость повторной аэрофотосъемки узкоугольным аэрофотоаппаратом.

3. Для городов с многоэтажной застройкой при очень большом числе контуров более рентабельно составлять фотопланы.

4. Для городов, расположенных в горной и холмистой местности, рисовку рельефа следует выполнять на фотопланах при помощи универсальных приборов. Это повышает точность рисовки горизонталей и сокращает затраты труда на камеральные работы (определение элементов взаимного ориентирования, изготовление контактных снимков на стекле, перенос горизонталей на фотоплан).

Стоимость составления плана застроенной территории средней трудности аэрофототопографическим универсальным методом составляет около 35% от стоимости наземным комбинированным методом.

## § 32. Мензульная и тахеометрическая съемка на городских территориях

Мензульная и тахеометрическая съемки на городских территориях в основном применяются для составления планов масштаба 1 : 5000 или 1 : 2000. Для составления планов масштаба 1 : 500, которые обычно необходимы только на застроенную территорию, применяют так называемую комбинированную съемку. При этом всю основную ситуацию, например застройку и искусственные инженерные сооружения, снимают аналитическим методом с точек и линий ходов рабочего обоснования. Снятую аналитическим методом основную ситуацию накладывают на мензульные планшеты. Затем при помощи мензулы и кипрегеля снимают второстепенные контуры ситуации и рельеф.

Мензульная съемка производится с точек съемочного обоснования. При съемке в масштабах 1 : 5000 и 1 : 2000 допускается сгущение точек съемочного обоснования мензульными ходами.

Тахеометрическая съемка применяется в условиях короткого полевого периода и при плохих климатических условиях, которые не позволяют работать на мензульных планшетах в поле (влажность воздуха, сильные ветры), а также при съемке узких полос. При тахеометрической съемке требуется большое количество времени на камеральные работы по составлению плана. Кроме того, ввиду составления плана камеральным путем рельеф и контуры ситуации сложной конфигурации будут отображены на плане с меньшей полнотой и точностью, чем при мензульной съемке. Поэтому во всех случаях, когда это возможно, следует отдавать предпочтение мензульной съемке перед тахеометрической.

Тахеометрическая съемка производится так же, как и мензульная, с точек главного и съемочного обоснования со сгущением этих точек в тех местах, где это необходимо, тахеометрическими ходами.

При съемке мензулу над точкой центрируют при помощи центрировочной вилки. Ошибки центрирования мензулы над точкой не должны быть больше 0,1 мм на плане.

Следовательно, погрешность центрирования мензулы при съемке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 500 не должна превышать соответственно 0,5 м; 0,2 м и 5 см.

Мензула должна быть ориентирована не менее чем по двум точкам главного или съемочного обоснования. Если длина линии, по которой ориентируется мензула на планшете, короче 5 см, то ошибка ориентирования может оказаться существенной. Поэтому для коротких линий по их азимуту вычисляют ориентирные точки и наносят их по координатам за рамками планшета. Буссоль для ориентирования мензулы при крупномасштабной съемке не применяют.

Отсчитанное по рейке расстояние перед откладыванием на планшете исправляют за наклон, если угол наклона больше 3°.

Горизонтальное проложение расстояния, измеренного дальномером определяют по формуле

$$D = (kn + c) \cos^2 \alpha, \quad (V.3)$$

где  $k$  — коэффициент дальномера;  
 $n$  — отсчитанное число делений по рейке;  
 $c$  — постоянное дальномера;  
 $\alpha$  — угол наклона.

Расстояния от станции до реечных точек не рекомендуется допускать более 250 м при съемке в масштабе 1 : 5000 и 150 м — при съемке в масштабе 1 : 2000.

Габариты зданий и сооружений со сложной конфигурацией, снятые мензулой, дополнительно измеряют непосредственно рулеткой. Особенно ответственные инженерные сооружения снимают с ходов съемочного обоснования аналитическим методом, после чего накладывают их на планшет. Если накладка на планшет осуществляется в поле, то расстояние, измеренное лентой или рулеткой, откладывают по направлению на снимаемую точку ситуации, прочерченному карандашом по скошенному краю линейки кипрегеля.

Рельеф снимают одновременно с ситуацией. В застроенной части города исходными пунктами для съемки рельефа в основном служат реперы III класса.

При тахеометрической съемке лимб угломерного инструмента ориентируют по линиям ходов съемочного обоснования. Учитывая, что план составляют в камеральной обстановке, количество реечных точек необходимо взять несколько больше, чем при мензульной съемке.

Для определения качества планов, полученных в результате мензульной или тахеометрической съемки, после их вычерчивания намечают контрольные связки между характерными точками основной ситуации. Длины намеченных связок измеряют в натуре, затем сличают с расстояниями, взятыми по планам. Съемку рельефа контролируют проложением в характерных местах нивелирных и мензульных ходов, а также путем определения отметок контрольных реечных точек (пикетов).

Расхождения в длинах, определенных на плане и в натуре, при контроле не должны превышать:

0,3 м в масштабе	. . . . .	1 : 500,
0,6 » » »	. . . . .	1 : 1000,
1,2 » » »	. . . . .	1 : 2000,
4,0 » » »	. . . . .	1 : 5000.

Ошибки высот точек местности, рассчитанных по горизонталям, не следует допускать более:

а) для местности с уклонами менее  $2^\circ$  —  $1/2$  сечения при съемке рельефа через 0,25 и 0,5 м и  $1/3$  сечения рельефа через 1 м и более;

б) для местности с углами наклона от  $2^\circ$  до  $6-2/3$  принятого сечения;

в) для местности с углами наклона более  $6^\circ$  число горизонталей должно соответствовать разностям высот, определенных на перегибах скатов.

В лесной местности допускаются ошибки в полтора раза больше.

### § 33. Съёмка проездов

Проезды снимают аналитическим методом с линий и точек ходов съёмочного обоснования. Линии полигонометрических ходов также используют в качестве съёмочных, если направление и удаление их от фасада позволяют выполнить съёмку ситуации без нарушения установленных допусков.

Для съёмки фасадов применяют способ перпендикуляров, засечек и полярный.

Планы проездов составляют в масштабе  $1 : 2000$  или  $1 : 500$ , а в тех случаях, когда требуется на планах проездов отобразить густые сети подземных коммуникаций, — в масштабе  $1 : 200$ . Съёмка

для составления планов в таких крупных масштабах требует от исполнителей особой тщательности, аккуратности и соблюдения ряда допусков, установленных для различных стадий работ.

Естественно поставить условие, чтобы ошибки измерений не вызывали смещения на плане точек ситуации больше чем на  $0,1$  мм относительно съёмочной линии. Поэтому ошибка определения длины и положения перпендикуляра, если точка снимается методом перпендикуляров, не должна превышать  $0,2$  м при съёмке в масштабе  $1 : 2000$  и  $0,05$  м при съёмке в масштабе  $1 : 500$ . Предположим, что перпендикуляр к уложенной на поверхности земли или тротуара ленте на глаз будет восстанавливаться со средней ошибкой  $\tau$ . Вследствие этого основание перпендикуляра будет не в точке  $N$ , а в точке  $N_1$  (рис. 58).

Ошибку в определении положения основания перпендикуляра длиной  $p$  обозначим через  $m_0$ , тогда

$$m_0 = NN_1 = p \operatorname{tg} \tau. \quad (V.4)$$

Установлено, что величина  $\tau$  обычно не превышает  $1^\circ$ . Подставляя это значение в формулу (V.4), получаем

$$m_0 = \frac{p}{57}.$$

Для масштаба  $1 : 2000$  ошибка  $m_0 = 0,20$ , следовательно,  $p = 11$  м, а для масштаба  $1 : 500$  ошибка  $m_0 = 0,05$ , тогда  $p = 3$  м.

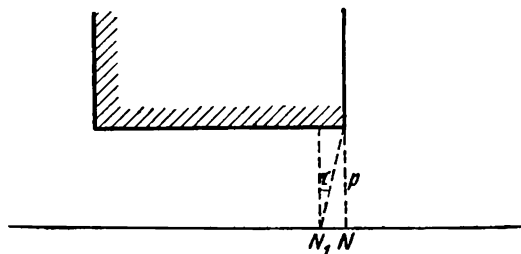


Рис. 58

Длина перпендикуляра может быть измерена с требуемой точностью только в том случае, когда лента правильно уложена в створе линии съёмочного обоснования. Поэтому перед съёмкой ситуации вешат линии по теодолиту и створ съёмочной линии закрепляют метками на местности через каждые 60 м при съёмке в масштабе 1 : 2000 и через 20 м при съёмке в масштабе 1 : 500.

Если точки ситуации расположены от съёмочной линии дальше 4 и 8 м, то съёмку соответственно в масштабах 1 : 500 и 1 : 2000 производят методом линейных засечек. При этом основание засечек подбирают таким образом, чтобы угол между направлениями засечек при снимаемой точке был близок к 60°, т. е. засечки образовали треугольник, близкий по форме к равностороннему.

Ошибку положения точки определяемой линейной засечкой, можно подсчитать по формуле [4]

$$m = \pm \frac{m_s}{\sin \gamma} \sqrt{2}, \quad (\text{V.5})$$

где  $m_s$  — ошибка измерения расстояний при линейной засечке;  $\gamma$  — угол при определяемой точке.

При  $\gamma = 60^\circ$  получим  $m = \pm 1,6 m_s$ , а при  $\gamma = 30^\circ$  соответственно  $m = \pm 2,8 m_s$ .

При съёмке в масштабе 1 : 500 величину  $m$  можно допустить  $\pm 5$  см, тогда  $m_s \approx 3$  см, если угол засечки 60°, и  $m_s = 1,8$  см, если угол засечки 30°.

Следовательно, применяя для съёмки метод линейной засечки, не следует в измеренных расстояниях допускать ошибку более  $\pm 2$  см, а угол при засекаемой точке — менее 30°.

Длина засечки получается надёжной в том случае, если она измерена одним уложением мерного прибора. Поэтому при работе с 20-метровой рулеткой не следует допускать длины засечек больше 20 м.

При съёмке точек ситуации полярным способом направление измеряют 30-секундным теодолитом, а расстояние — стальной лентой.

С направления полярного луча производят съёмку ситуации как с линии съёмочного обоснования методом перпендикуляров или засечек. В этом случае полярное направление рассматривают как линию съёмочного обоснования. Если длина полярного направления больше 120 м при съёмке в масштабе 1 : 2000 и больше 30 м при съёмке в масштабе 1 : 500, направление на плане накладывают по координатам.

Для съёмки недоступных точек может быть применен метод угловых засечек. Если между точками, снятыми методом угловых засечек, нельзя сделать контрольные измерения расстояния, то на каждую снимаемую точку необходимо определять направления с трех точек. При этом угол между крайними направлениями на засекаемой точке меньше 50 и больше 130° не допускают.

Помимо съемки всех точек ситуации со съемочной линии, для уточнения составляемого плана производят обмеры по фасадам. Эти обмеры производят лентой, уложенной непосредственно по линии фасада. По ленте берут нарастающие отсчеты, начиная от угла квартала, против всех точек, которые были сняты со съемочной линии. Эти точки полезно при съемке отмечать мелом.

Такие нарастающие отсчеты по ленте делают на участках между резкими переломами фасадной линии. Кроме того, измеряют габариты всех снятых строений, сооружений и измеряют расстояния между зданиями, если они не были получены при обмере по фасадам. При наличии зданий со сложной конфигурацией делают дополнительные промеры между углами.

На перекрестках проездов измеряют диагональные расстояния между углами кварталов и ширину проездов, образуя линейный четырехугольник. Кроме того, в характерных местах измеряют ширину между противоположными фасадами проезда.

Контрольные промеры берут также и между снятыми со съемочной линии смотровыми колодцами подземных коммуникаций, мачтами, столбами воздушных линий связи и между другими точками ситуации.

Когда вся съемочная линия или отдельные части ее проходят по направлениям с углами наклона, превышающими  $2^\circ$ , измеряют углы наклона, чтобы в отсчеты по ленте при составлении плана проезда можно было ввести поправки.

Зарисовку при съемке фасада и запись всех результатов выполняют в абрисных тетрадах из плотной чертежной бумаги. Все построения делают по линейке или лекалам.

### § 34. Съемка внутриквартальной ситуации и текущих изменений

Внутриквартальную съемку обычно выполняют после съемки проездов. При съемке внутриквартальной ситуации особое внимание уделяют съемке опорных зданий, т. е. таких зданий, которые будут приняты в качестве исходных для проектирования красных линий. Список опорных зданий выдают планировочные организации.

В масштабе  $1 : 2000$  снимают по два угла всех основных зданий, а в масштабе  $1 : 500$  — все углы основных и капитальных зданий непосредственно с ходов съемочного обоснования. Одноэтажные деревянные дома и сараи, а также точки второстепенной ситуации можно снять как непосредственно с ходов съемочного обоснования, так и засечками от точек, снятых с этих ходов.

Помимо съемки точек внутриквартальной ситуации, необходим тщательный обмер всех строений с архитектурными выступами, уступами, крыльцами, террасами, иллюминаторами, приемниками, ступеньками и т. п. Обмеры производят также по всем заборам и границам между точками изломов.

В большом количестве производят измерения расстояний между углами соседних зданий и строений. Результат промеров в натуре между зданиями в различных направлениях в сочетании с данными съемки с ходов рабочего обоснования обеспечивают не только уверенное составление плана, но и надежный контроль как съемки, так и составления плана.

Результаты внутриквартальной съемки фиксируют в абрисе.

Планы внутриквартальной ситуации и проездов составляют на планшетах. Качество съемки и составления планов внутриквартальной ситуации проверяют контрольными промерами в натуре между углами строений.

Поскольку на городских территориях сосредоточивается большое количество строительных работ, то составленные планы быстро стареют. Для городских территорий характерно то обстоятельство, что в результате строительства изменяется как ситуация, так и рельеф при выполнении работ по вертикальной планировке территорий. Непрерывно осуществляемые проектные и строительные работы нуждаются в планах, отображающих положение ситуации и рельефа на момент проектирования, поэтому ранее составленные планы городских территорий подвергают полевому обследованию, в процессе которого производят съемку текущих изменений и обновление планов.

Съемку текущих изменений и обновление планов масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000 наиболее целесообразно производить методами аэрофотосъемки.

Сличением повторных аэроснимков с ранее произведенными выявляют изменения в ситуации и рельефе, происшедшие за период между съемками. Эти изменения наносят на фотопланы.

Планы масштаба 1 : 500 обследуют и сопоставляют с ситуацией и рельефом непосредственно на местности. Мелкие текущие изменения доснимают в процессе полевого обследования от сохранившихся на местности точек ситуации, а при больших изменениях ситуации или рельефа, обнаруженных при обследовании, производят специальные съемки текущих изменений.

При съемке мелких текущих изменений с большей эффективностью может быть использован метод створов, при котором в качестве съемочных линий используют продолжения створов зданий и сооружений, а также линии, соединяющие две характерные точки ситуации, имеющиеся на местности и на плане.

Этот метод обеспечивает требуемую точность и дает по сравнению с методом засечек заметный эффект при выполнении как полевых, так и камеральных работ.

Вновь появившиеся каменные строения, а также изменения, охватывающие большие территории, снимают инструментально с точек и линий полигонометрических ходов и съемочного обоснования методами, изложенными ранее.

Если в рельефе произошли изменения вследствие работ по вертикальной планировке, то съемка его производится обычными методами.

Все текущие изменения ситуации и рельефа отображают на планшетах городских съемок. На обороте планшетов указывают дату обследования и съемки текущих изменений.

### § 35. Съемка подземных коммуникаций

В застроенных частях городских территорий прокладывают большое количество различного рода подземных коммуникаций. Чем больше благоустроены города, тем гуще и разнообразнее сети подземных прокладок и сооружений. В крупных современных благоустроенных городах с развитой промышленностью насчитывается около 20 различных видов подземных сооружений, которые в основном можно подразделить на две группы: *А* — трубопроводы; *Б* — кабельные прокладки.

Проектирование строительства жилых домов, промышленных предприятий и различного рода инженерных сооружений на городской территории невозможно без полных сведений о том, какие сооружения имеются под землей на территориях, охваченных проектированием, и где они расположены. Иными словами, для проектирования необходимы планы подземных сооружений и коммуникаций.

Подземные сооружения обычно наносят на копии планов городских территорий масштаба 1 : 500, а по проездам, где сосредоточено большое количество различных видов подземных коммуникаций, составляют специальные планы масштаба 1 : 200.

Копии планов городских территорий масштаба 1 : 500 составляют на планшетах 50 × 50 см плотной чертежной бумаги, наклеенной на фанеру или алюминиевые листы.

Так как виды подземных коммуникаций очень разнообразны и расположены с большой густотой, то для наглядности и четкости их изображения применяют, помимо условных знаков, различные цвета, например: водопровод изображают синим цветом, канализацию — коричневым, газ — желтым, электрокабель — красным и т. д. На планах показывают диаметры труб, отметки их заложения, а для кабельных прокладок, помимо отметок на планах, подписывают количество кабелей, уложенных рядом.

Планы подземных сооружений, составленные и вычерченные на планшетах, в крупных городах хранятся в геофонде или в отделах подземных сооружений горисполкомов. Для проектирования выдают копии планов на восковках.

Основными документами для составления планов подземных коммуникаций являются исполнительные чертежи. Поэтому при строительстве подземных коммуникаций необходимо выполнять их геодезическую съемку и составлять исполнительные чертежи.

В состав исполнительных чертежей входят: план подземной коммуникации, продольный профиль, а также чертежи смотровых колодцев и различного оборудования.

Съемку подземных коммуникаций в процессе их сооружения производят от точек съемочного обоснования или, при наличии



планов городской территории, от надежных и устойчивых точек ситуации, имеющих на планах и на местности.

Смотровые колодцы и все сооружения, связанные с выходами подземных коммуникаций на поверхность, снимают по правилам съемки ситуации на застроенной территории для планов масштаба 1 : 500.

При съемке подземных коммуникаций, указывают назначение снимаемого трубопровода или кабеля и его технические характеристики: материал труб, диаметр, давление в газовых трубах, сечение каналов тепловой сети, количество отверстий телефонной сети, количество кабелей, уложенных в одном пучке, характеристику кабелей и напряжение.

Кроме геодезической съемки сооружаемых подземных коммуникаций, в плане и профиле в специальных абрисах составляют эскизы смотровых колодцев и сооружений, связанных с выходами подземных коммуникаций на поверхность. На этих эскизах показывают все размеры, взятые в натуре и необходимые для составления исполнительных чертежей.

Съемке подземных коммуникаций в процессе строительства до сих пор не уделялось должного внимания, вследствие чего в некоторых городах появляется необходимость в съемке существующих подземных сооружений. Однако хорошее качество и полноту этих съемок обеспечить очень трудно, так как только сети самотечной канализации сооружают без поворотов между смотровыми колодцами. Все остальные коммуникации в промежутках между смотровыми колодцами или сооружениями, связанными с выходами подземных коммуникаций на поверхность, могут иметь повороты, а потому определить месторасположение трубопроводов, не раскапывая грунт, затруднительно. Кабель, уложенный непосредственно в грунт без сооружения кабельных тоннелей или коллекторов, по трассе обычно не имеет сооружений, выходящих на поверхность и фиксирующих месторасположение кабеля под землей. Поэтому если нет надежно составленной исполнительной документации, то съемку существующих подземных коммуникаций можно выполнить только после раскопки их. При этом очень трудно обеспечить требуемую полноту и точность составления планов подземных сооружений.

Для разыскивания трасс электрокабеля без вскрытия его применяют специальные приборы — кабелеискатели, построенные на индукционном принципе.

Кабелеискатель типа КИ-2 создан лабораторией экспериментальных методов Мосэнерго. Средняя ошибка определения положения кабеля как в плане, так и по высоте этим прибором равна  $\pm 5$  см.

В настоящее время серийно выпускают высокочувствительные трассоискатели ВТР-IV, ВТР-IVM, ВТР-V и ТИМ-66.

По паспортным данным погрешность в определении глубины заложения трассы этими приборами составляет  $\pm 10\%$ .

Выпускаемые заводом трассоискатели ВТР-IVM предназначаются для определения:

а) места расположения подземных и подводных металлических коммуникаций (водопроводы, газопроводы, теплопроводы, кабели силовые и телефонные);

б) глубины заложения металлических сооружений;

в) повреждений силовых и телефонных кабелей без вскрытия грунта и места расположения муфт.

Трассоискателями можно определить направление самотечной канализации.

Трассоискатели состоят из трех основных узлов: генератора, аккумулятора и приемного устройства.

Принцип работы трассоискателя основан на индукционном методе, заключающемся в улавливании магнитного поля над трассой, по которой пропускается ток звуковой частоты.

Максимально определяемая глубина заложения трассы приборами ВТР и ТИМ равна 10 м. Вес прибора ВТР, включая вес приемного устройства, генератора и аккумуляторных батарей, 26 кг, а приборов ТИМ-66 10 кг.

Максимальная длина обнаруживаемой трассы от места подключения генератора при благоприятных условиях для приборов ВТР2—3 км, для ТИМ-66 1 км.

Применение трассоискателей требует от геодезистов специальной подготовки.

Производственные образцы трубокабелеискателя ТКИ-2 обеспечивают точность определения положения и глубины оси трассы (при глубине заложения до 1 м), характеризуемую средней квадратической ошибкой  $\pm 10$  см, а при глубине более 1 м точность подсчитывают по специальной формуле.

Максимальная глубина заложения трассы, при которой возможно ее обнаружение прибором ТКИ-2, колеблется от 3 до 6 м. Вес прибора, включая приемное устройство, генератор и батареи аккумулятора, равен 8,6 кг.

Максимальная длина обнаруживания трассы от точки подключения генератора 0,2 км.

При съемке существующих подземных коммуникаций весьма важно знать назначение и устройство сооружений, связанных с выходом того или иного вида подземной коммуникации. Важно уметь безошибочно определять, к какому виду коммуникации относится тот или иной смотровой колодец или вскрытые трубы и кабели.

При наличии исполнительной документации по всем видам подземных сооружений после полевого обследования планов масштаба 1:500 тщательно проверяют правильность определения принадлежности смотровых колодцев, нанесенных на планах, к той или иной сети подземных сооружений. После этого, руководствуясь исполнительными чертежами, наносят на планы все подземные коммуникации, соблюдая при этом установленные условные знаки.

При соединении смежных смотровых колодцев следует иметь в виду, что центры крышек смотровых колодцев в большинстве случаев не совпадают с осями трубопроводов. Если в этой части по исполнительным чертежам нельзя получить необходимые данные, производят полевое обследование всех колодцев, при котором делают соответствующие промеры.

При полевой съемке открывают колодцы и устанавливают их принадлежность к той или иной сети канализации, производят геодезическую съемку внутренних габаритов колодца и определяют направление труб, измеряют диаметр их, нивелируют верх труб в колодце или выпуск канализации и лоток колодца. Кроме того, определяют направление и величину смещения центра крышки колодца относительно оси трубопровода.

Направление труб наносят на копии плана непосредственно в поле. Диаметры труб определяют непосредственным измерением, а диаметры канализационных выпусков — специальными приспособлениями, называемыми щупами.

Отметки водопроводных и других труб обычно определяют специальными шестами и рейками путем измерения расстояния по высоте от предварительно занивелированной точки на ободке колодца до верха трубы. Между смотровыми колодцами подсчитывают уклоны труб.

При отсутствии исполнительных чертежей съемку подземных сооружений осуществляют при помощи шурфования.

Проект расположения шурфов составляют со специалистами, ведающими эксплуатацией и ремонтом различных видов подземных сооружений. В проекте предусматривают размеры и глубины шурфов.

Проект расположения шурфов в натуре переносят геодезисты, а земляные работы выполняют специализированные строительные организации, располагающие соответствующим оборудованием. В процессе шурфования геодезист снимает и нивелирует все обнаженные трубопроводы и кабельные прокладки. Все промеры по съемке записывают в подробно составленный абрис. Концы оси шурфа привязывают промерами к надежным контурам ситуации.

**ПЕРЕНЕСЕНИЕ ПРОЕКТОВ ПЛАНИРОВКИ  
И ЗАСТРОЙКИ ГОРОДОВ В НАТУРУ****§ 36. Аналитические расчеты проекта планировки**

Для перенесения проекта планировки города в натуру аналитически вычисляют размеры всех элементов проекта в той его части, которая составлялась графическим способом. К элементам, определяющим техническое существо составленного проекта планировки, относятся: длина красных линий (линий застройки) между углами кварталов, ширина проездов, величина углов между красными линиями, радиусы закруглений по красным линиям, длина и элементы кривых, размеры, определяющие геометрические формы площадей и скверов, и т. п.

Размеры перечисленных и других геометрических элементов проекта должны быть согласованы на всей территории города с тем, чтобы в процессе разбивки красных линий или осей проездов в натуре не появлялись невязки и несогласованности, а ошибки графического проектирования не влияли на точность перенесения проекта в натуру.

Кроме взаимной согласованности всех элементов составленного проекта планировки между собой, проект в целом должен быть увязан с ситуацией и рельефом местности. Такая увязка особенно необходима при наличии на местности застройки, автомобильных и железных дорог, водотоков, водных пространств и характерных форм рельефа.

При составлении проекта планировки графическим способом принятые размеры кварталов и выбранную сетку проездов графически наносят на геодезические планы. На точность графического отображения составляемого проекта планировки существенно влияет деформация планов.

Установлено, что линейная деформация бумаги при печатании карт и планов может достигать 2%; при этом в различных направлениях величина деформации различна. Поэтому если основные расстояния для установления размеров кварталов взяты с плана без учета деформации бумаги, то составленный проект не будет увязан с ситуацией и рельефом местности в тех случаях, когда точки проекта должны совпадать с точками ситуации, в натуре могут получиться значительные расхождения. Запроектированная набережная может попасть в русло реки, а проезд, запроектированный по водоразделу, может в натуре оказаться косогорным.

Для введения поправки в измеренные по плану длины линий определяют деформацию плана по осям  $x$  и  $y$ .

Отношения величины изменения длины отрезка координатной сетки к ее длине принято называть коэффициентом деформации  $k$  и  $b$  у м а г и. Обозначив поправочный коэффициент через  $k$ , получим

$$k = \frac{D_T - D_\Phi}{D_T}, \quad (\text{VI.1})$$

где  $D_T$  — теоретическая длина стороны координатной сетки плана;  $D_\Phi$  — фактическая ее длина.

При расширении бумаги поправочный коэффициент получает знак минус, а при сокращении — знак плюс. Коэффициент  $k$  принято представлять в относительной величине.

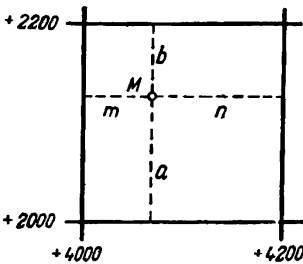


Рис. 59

Зная поправочный коэффициент деформации бумаги  $k_x$  по направлению оси  $x$  и  $k_y$  — по направлению оси  $y$ , можно вычислить поправку в длину линии и дирекционный угол, измеренные по деформированному плану.

Поправку за счет деформации бумаги в длину линии  $s$ , измеренную по плану, определяют по формуле

$$v_s = sk_x \cos^2 \alpha + sk_y \sin^2 \alpha, \quad (\text{VI.2})$$

где  $\alpha$  — дирекционный угол линии.

Поправку в измеренный по плану дирекционный угол  $\alpha$ , выраженную в минутах, определяют по формуле

$$v'_\alpha = \frac{\sin 2\alpha}{2} (k_y - k_x) \rho'' = 1719 \sin 2\alpha (k_y - k_x). \quad (\text{VI.3})$$

Для получения исходных данных при аналитических расчетах по составленному графически проекту планировки выбирают места, в которых желательно обеспечить в натуре наиболее близкое соответствие в расположении точек проекта и точек ситуации или рельефа.

В указанных местах графически по плану определяют координаты характерных точек составленного проекта. Для увеличения точности определения графических координат и исключения деформации бумаги расстояние от координатной сетки до определяемой точки измеряют по плану от двух сторон квадрата, внутри которого расположена точка. Из двух измерений берут среднее значение. Применительно к рис. 59 при масштабе плана 1 : 2000 координаты точки  $M$  будут

$$\left. \begin{aligned} x_M &= 2000 + \frac{a+200-b}{2} = 2100 + \frac{a-b}{2} \\ y_M &= 4000 + \frac{m+200-n}{2} = 4100 + \frac{m-n}{2} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.4})$$

Определенные таким образом координаты при дальнейших аналитических расчетах принимают за исходные. Между этими точками составляют системы ходов, в которых длины линии определяют по размерам кварталов и проездов, указанным в проекте, а углы поворота — по запроектированным углам между осями проездов. Эти ходы уравнивают между исходными точками. В результате уравнивания получают координаты точек пересечения проездов, затем координаты углов и размеры кварталов, а также все прочие элементы, необходимые для перенесения проекта в натуру.

Если проектом планировки предусматривается наличие опорной застройки, т. е. таких зданий и сооружений, существующих в натуре, которые определяют положение запроектированных красных линий или осей проездов, то фактические координаты углов этих зданий, определенные в натуре от точек геодезического обоснования, принимают в качестве исходных.

После аналитических расчетов составляют схематический план красных линий с указанием координат всех точек пересечений осей проездов и углов кварталов.

### § 37. Перенесение проекта планировки в натуру

Составленный проект планировки переносят в натуру от точек геодезического обоснования, созданного на городской территории.

Ошибки выноса отдельных точек проекта планировки в натуру по отношению к точкам геодезического обоснования, не должны превышать:

± 5 см в районах многоэтажной застройки  
 ± 8 » » » малоэтажной »  
 ± 10 » на незастроенных территориях.

Способ перенесения той или иной точки проекта в натуру выбирают при составлении проекта перенесения в зависимости от условий местности и расположения точек планового обоснования. Наиболее распространен полярный способ.

После составления проекта перенесения планировки в натуру вычисляют его разбивочные элементы.

Предположим, что точки  $A$  и  $B$ , являющиеся углами запроектированного квартала, намечено перенести в натуру полярным способом от полигонометрических знаков 26 и 27 (рис. 60).

Для перенесения вычисляют разбивочные элементы, состоящие из длин линий 26 —  $A$  и 27 —  $B$ , которые обозначены соответственно через  $l_A$  и  $l_B$  и дирекционных углов этих линий.

Указанные элементы вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &= \frac{y_{\text{кон}} - y_{\text{нач}}}{x_{\text{кон}} - x_{\text{нач}}} \\ l_A &= \frac{y_{\text{кон}} - y_{\text{нач}}}{\sin \alpha} = \frac{x_{\text{кон}} - x_{\text{нач}}}{\cos \alpha} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.5})$$

По вычисленным дирекционным углам  $\alpha$  определяют значение разбивочных углов  $\lambda_A, \lambda_B, \dots$ .

Для перенесения точек  $C, D, E, \dots$  капитальной застройки пользуются створными точками  $a, b, c$ , устанавливаемыми на линиях полигонометрических ходов при помощи теодолита.

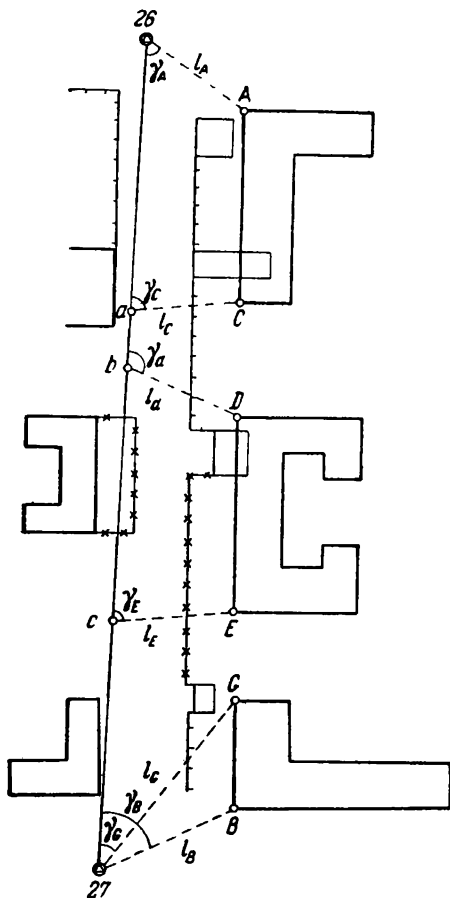


Рис. 60

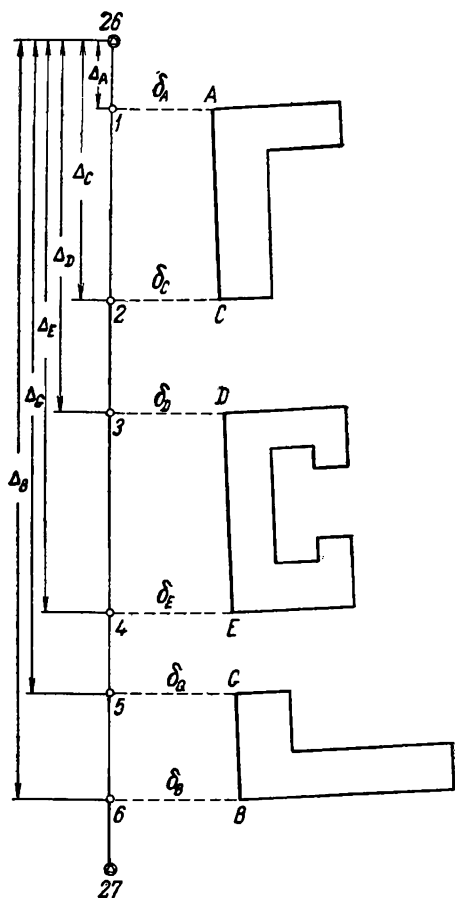


Рис. 61

При отсутствии в натуре зданий или сооружений между линией полигонометрии и красной линией застройки для перенесения углов запроектированных зданий может быть применен способ перпендикуляров. Для перенесения каждой точки в натуре вычисляют длину перпендикуляров  $\delta_A, \delta_C, \delta_D, \dots$  (рис. 61), опущенных из точек проекта на линию полигонометрии 26—27, и удаления  $\Delta_A, \Delta_C,$

$\Delta_D, \dots$  оснований этих перпендикуляров от полигонометрического знака 26, пользуясь формулами

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \Delta y \cos \alpha - \Delta x \sin \alpha \\ \Delta &= \Delta y \sin \alpha + \Delta x \cos \alpha \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VI.6})$$

где  $\Delta y$  и  $\Delta x$  — разности координат точки проекта, для которой вычисляют величины  $\delta$  и  $\Delta$ , и полигонометрического знака;

$\alpha$  — дирекционный угол линии полигонометрии.

Для вывода формул (VI.6) обратимся к рис. 62. Даны дирекционный угол  $\alpha$ , линия  $AB$ , координаты  $x_A$  и  $y_A$  точки  $A$  и  $x_P, y_P$  точки  $P$ . Требуется найти

$$PM = \delta \text{ и } AM = \Delta.$$

Как показано на рис. 62

$$PM = \delta = LN - KN, \text{ но } LN = \Delta y \cos \alpha,$$

$$\text{а } KN = \Delta x \sin \alpha.$$

Следовательно,

$$\delta = \Delta y \cos \alpha - \Delta x \sin \alpha.$$

Величина  $\Delta = AM = AL + LM$ , но

$$AL = \Delta y \sin \alpha,$$

$$LM = KP = \Delta x \cos \alpha.$$

Следовательно,

$$\Delta = \Delta y \sin \alpha + \Delta x \cos \alpha.$$

Точки проекта  $A, C, D, E, G$  и  $B$  (см. рис. 61) в этом случае получают, откладывая расстояния  $\Delta_A, \Delta_C, \dots$  от полигонометрического знака 26 и длины перпендикуляров  $\delta_A, \delta_C, \dots$  от полигонометрической линии 26—27.

Перпендикуляры восстанавливают при помощи теодолита, устанавливаемого последовательно в точках 1, 2, 3, 4, 5 и 6, закрепленных в створе линии полигонометрии.

Для перенесения проекта планировки в натуру составляют разбивочный чертеж, на котором изображают схему разбивки и подписывают все рассчитанные разбивочные элементы. Кроме необходимых

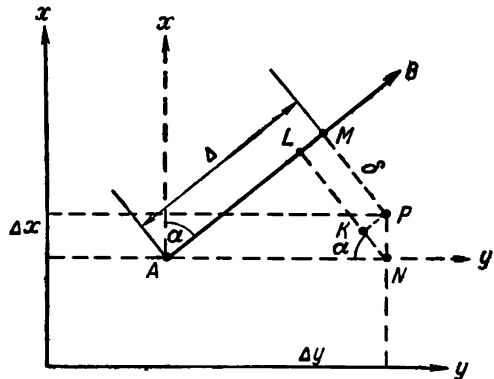


Рис. 62



элементов, для перенесения точек в натуру на разбивочном чертеже подписывают размеры, обеспечивающие надежный контроль правильности перенесения проекта в натуру.

Точность геодезического обоснования, рассчитанного на съемку в масштабе 1 : 500, с точек которого переносят в натуру проект планировки и застройки, а также проект сетей подземных коммуникаций (канализация, водопровод и т. д.), может оказаться недостаточной для разбивки крупных инженерных сооружений — мостов, высотных зданий, вестибюлей метро и комплексов промышленных зданий, связанных единым технологическим процессом производства или эксплуатации.

В таких случаях создают самостоятельные локальные опорные сети с требуемой точностью, от точек которых разбивают соответствующие сооружения.

### § 38. Составление проекта вертикальной планировки

Изменение рельефа городской территории для приспособления его к застройке, благоустройству и инженерно-транспортным нуждам принято называть **в е р т и к а л ь н о й п л а н и р о в к о й**.

Естественный рельеф местности обычно не удовлетворяет требованиям транспорта и благоустройства застроенных территорий: уклоны на запроектированных проездах могут превышать допустимые для различного вида транспорта; в случае, когда рельеф плоский, может оказаться затрудненным отвод поверхностных вод; могут появиться трудности в проектировании на больших территориях стока ливневых вод и канализации. Поэтому параллельно с горизонтальной планировкой города составляют проект вертикальной планировки, предусматривающий искусственное изменение рельефа местности с целью приспособления его к застройке, благоустройству и инженерно-транспортным нуждам; чертеж с намеченным на нем проектом вертикальной планировки называют **с х е м о й в е р т и к а л ь н о й п л а н и р о в к и** и составляют в масштабе 1 : 5000.

Исходным материалом для его составления является топографический план масштаба 1 : 5000 с сечением рельефа через 1—2 м.

Утвержденная схема вертикальной планировки обязательна для всех ведомств и учреждений, выполняющих застройку и освоение городских территорий. Организации, выполняющие строительные работы в городе, вместе с координатами красных линий получают и красные (проектные) отметки.

На схеме вертикальной планировки законченное решение дается обычно только по запроектированным проездам городской территории. Схема вертикальной планировки изображена на рис. 63.

На основании схемы вертикальной планировки составляют технический проект, пользуясь при этом топографическими планами масштаба 1 : 1000 или 1 : 500.

В качестве исходных данных для составления технического проекта принимают красные отметки схемы вертикальной плани-

ровки, которые выписывают на план. При составлении технического проекта стремятся как можно меньше изменять естественный рельеф, притом так, чтобы объем земляных работ по выемкам и насыпям

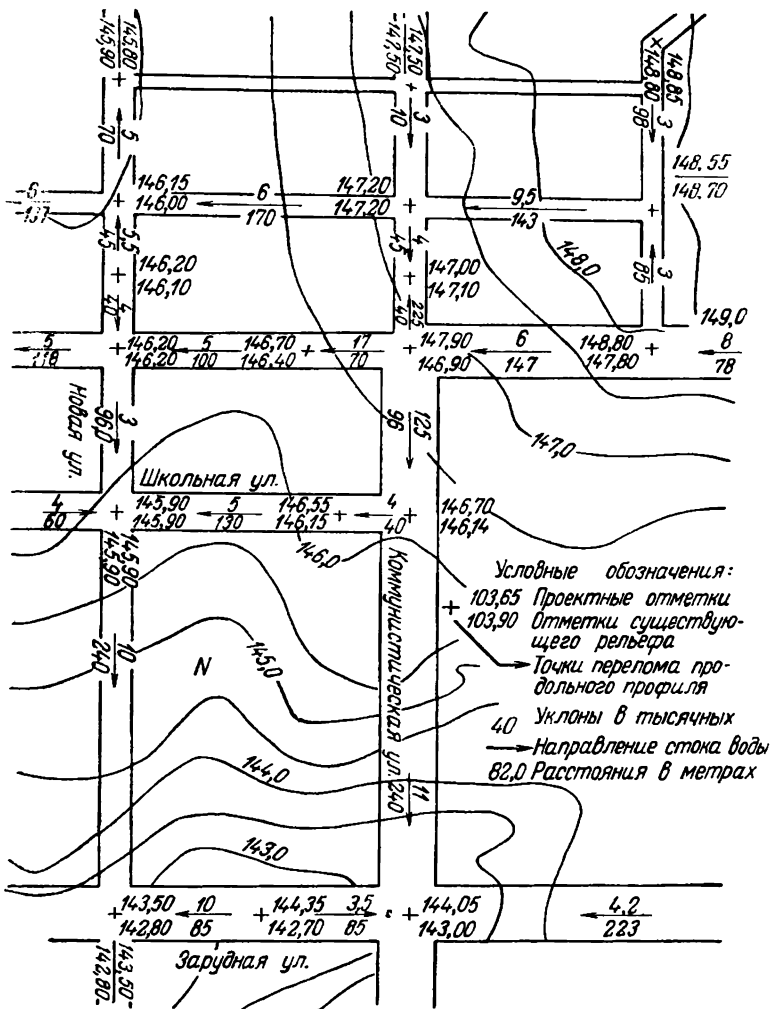


Рис. 63

балансируется в пределах улиц, кварталов, зеленых насаждений и в пределах всей территории города или первой очереди строительства. При определении баланса земляных работ учитывают грунт, который будет вынут из котлованов при застройке и строительстве подземных сооружений.

Наличие технического проекта вертикальной планировки улиц и площадок дает возможность правильно заложить фундаменты зданий, трубопроводы и кабели при еще не осуществленной полностью вертикальной планировке прилегающих улиц и кварталов.

Для составления проекта вертикальной планировки основным и наиболее часто применяющимся за последнее время является метод проектных горизонталей, разработанный проф. А. Е. Страментовым и инж. В. М. Станкеевым. Метод по своей идее довольно простой; он заключается в том, что на топографическом плане проводят проектные горизонталы, т. е. горизонталы рельефа, получающегося после изменения естественного рельефа путем срезок и подсыпок. Так как при проектировании рельефа обычно стремятся получить на отдельных участках местности однообразные скаты, то проектные горизонталы между линиями перегибов скатов изображаются прямыми параллельными линиями, одинаково отстоящими одна от другой. Сечение для проектных горизонталей в пределах 0,1—0,5 м выбирают в зависимости от характера естественного рельефа.

При сравнительно спокойном рельефе для планов масштаба 1 : 500 наиболее применимо сечение, равное 0,10 м.

Для максимальных уклонов проектируемых проездов приняты следующие значения:

На общегородских магистральных проездах . . .	—0,04, или 4%.
На районных магистральных проездах . . . . .	—0,06, или 6%.
На улицах местного движения . . . . .	—0,08, или 8%.

На подходах к площадям и перекресткам уклоны улиц допускают не более 0,03 (3%), а к мостам и путепроводам — не более 0,05 (5%).

В особенно трудных и горных условиях допускается увеличение уклонов улиц на 1—2%.

Минимальный уклон по оси улицы, обеспечивающий сток воды по лоткам, принят равным 0,005 (0,5%). В отдельных случаях на небольших участках допускается снижение минимального уклона до 0,003 (0,3%). При меньших уклонах обязательно проектируется водосточная сеть. Лоткам для отвода воды придают пилообразный продольный профиль с уклонами не менее 4—5%, устанавливая дождеприемники в пониженных местах.

## 1. Составление проекта вертикальной планировки по проездам

Приступая к составлению проекта вертикальной планировки, прежде всего следует установить продольный уклон будущего проезда и профиль проезда в поперечном сечении.

Продольный проектный уклон определяют по красным отметкам точек пересечения осей проездов и точек перегибов по проездам, указанным на утвержденной схеме вертикальной планировки.

По проектному уклону  $i$  подсчитывают расстояния  $a$  между смежными проектными горизонталями на плане, пользуясь при этом формулой

$$a = \frac{h_{\text{пр}}}{iM}, \quad (\text{VI.7})$$

где  $h_{\text{пр}}$  — сечение проектных горизонталей;  
 $M$  — знаменатель численного масштаба плана.

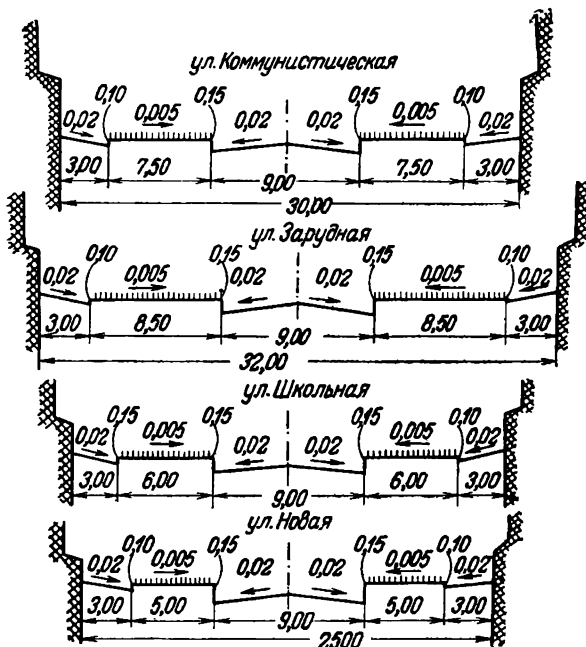


Рис. 64

Допустим, что требуется составить проект вертикальной планировки по Коммунистической улице в пределах квартала  $N$  (см. рис. 63). Проекты поперечных профилей улиц, огибающих этот квартал, показаны на рис. 64.

Прежде всего составляют план проезда в масштабе  $1 : 500$  с делением проезжей части, газонов и тротуаров (рис. 65).

Проектная отметка пересечения осей Школьной и Коммунистической улиц равна  $146,70$  м. По направлению к Зарудной улице ось Коммунистической улицы имеет продольный уклон  $i = 0,011$ .

Расстояние между горизонталями при сечении  $0,10$  м на плане масштаба  $1 : 500$  по формуле (VI.7) будет

$$a = \frac{0,10 \text{ м}}{0,011 \cdot 500} = 0,018 \text{ м, или } 18 \text{ мм.}$$

Как показано на рис. 64, поперечный профиль проезжей части проектируемого проезда двухскатный с поперечными уклонами 0,02. Кроме того, по бокам проезда имеются газоны и тротуары с высотой бордюрного камня 0,15 м. Ширина проезжей части равна 9 м, газонов — 7,5 м, а тротуаров — 3 м. Тротуары имеют поперечный уклон 0,02. Продольный уклон тротуаров равен продольному уклону по оси проезда, т. е. 0,014. Газоны имеют поперечный уклон в сторону лотка 0,005 и приподняты над тротуаром на 0,10 м.

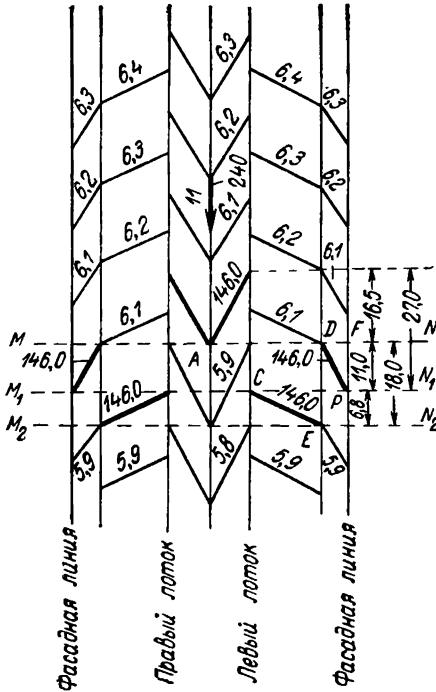


Рис. 65

ствие поперечного уклона проезда  $i_{\text{поп}}$  будут иметь меньшую отметку, чем точка  $A$ , на величину

$$h_1 = i_{\text{поп}} \frac{d}{2},$$

где  $d$  — ширина проезда.

В рассматриваемом примере

$$h = 0,02 \cdot 4,5 = 0,09 \text{ м.}$$

Следовательно, точка  $B$ , лежащая в лотке проезда и имеющая отметку  $H = 146,00$  м, будет смещена в сторону подъема продольной оси проезда на величину  $b$ , которая определяется по формуле (VI.7), если в нее вместо сечения поставить величину понижения точки, т. е.

$$b = \frac{0,09 \text{ м}}{0,011 \cdot 500} = 0,0165 \text{ м, или } 16,5 \text{ мм.}$$

Наметим положение проектных горизонталей по оси Коммунистической улицы, начиная от точки  $H = 146,70$  м — пересечения осей Школьной и Коммунистической улиц. Расстояние между проектными горизонталями равно 18 мм.

Проследим порядок проведения проектной горизонтали с отметкой  $H = 146,00$ . Для этого через точку  $A$  (рис. 65) с отметкой  $H = 146,0$  м, расположенной на оси проезда, проведем линию  $MN$ , перпендикулярную оси проезда.

Точки, расположенные в лотке проезда на линии  $MN$ , проведенной через точку  $A$  с отметкой  $H = 146,0$  м, вследствие

поперечного уклона проезда  $i_{\text{поп}}$  будут иметь меньшую отметку, чем точка  $A$ , на величину

Поскольку бордюрный камень выше лотка на 0,15 м, то одноименные горизонталь с отметкой 146,00 м по газону и проезду будут смещены в сторону уклона оси проезда на величину

$$c = \frac{0,15 \text{ м}}{0,011 \cdot 500} = 0,027 \text{ м, или } 27 \text{ мм.}$$

Отложив от точки *B* по лотку 27,0 мм, получим точку *C*, в которой бордюрный камень газона имеет отметку 146,00 м. Проведем через эту точку линию  $M_1N_1$ , перпендикулярную оси проезда. Газон имеет поперечный уклон в сторону проезжей части, равный

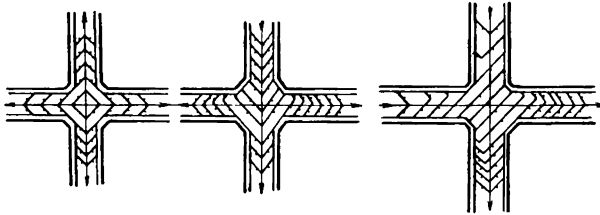


Рис. 66

0,005. Следовательно, горизонталь с отметкой  $H = 146,00$  мм около внешнего края тротуара будет располагаться в точке *E* ниже линии  $M_1N_1$  на величину  $d$ , равную

$$d = \frac{7,5 \cdot 0,005}{0,011 \cdot 500} = 0,0068 \text{ м, или } 6,8 \text{ мм.}$$

Тротуар ниже газона на 0,10 м; следовательно, горизонталь 146,00 м будет проходить через точку *D*, расположенную выше по проезду на величину  $e$ , равную

$$e = \frac{0,10 \text{ м}}{0,011 \cdot 500} = 0,018 \text{ м, или } 18 \text{ мм.}$$

Точка *F*, лежащая на пересечении линии  $MN$  с красной линией проезда, будет иметь отметку

$$H = H_{146,00} + i_{\text{поп. тр}} d_{\text{тр}},$$

где  $i_{\text{поп. тр}}$  — поперечный уклон тротуара;  
 $d_{\text{тр}}$  — ширина тротуара.

В рассматриваемом примере получим

$$H = 146,00 \text{ м} + 0,02 \cdot 3,0 = 146,06 \text{ м.}$$

Следовательно, по линии фасада точка *P*, имеющая проектную отметку 146,00 м, будет смещена в сторону ската проезда на величину

$$b_1 = \frac{0,06 \text{ м}}{0,011 \cdot 500} = 0,011 \text{ м, т. е. на } 11,0 \text{ мм.}$$

Откладывая от точки  $F$  расстояние 11,0 мм, на плане получаем положение проектной горизонтали с отметкой 146,00 м. Все остальные горизонтали по тротуару при однообразных поперечном и продольном уклонах будут ей параллельны, и расстояния между ними будут одинаковые.

Подобные построения делают через 10 проектных горизонталей, а в промежутках между ними проектные горизонтали проводят путем графического построения.

На перекрестках проектные горизонтали в зависимости от направления скатов на пересекающихся проездах будут иметь вид, изображенный на рис. 66.

При проектировании перекрестков не рекомендуется допускать поперечных лотков на магистральных улицах. Одна из улиц должна иметь уклон от перекрестка с тем, чтобы был сток поверхностной воды, в противном случае проектируется подземный водосток с дождеприемными решетками на перекрестке. Поперечный профиль улицы при подходе к магистральной из двухскатного преобразуется в односкатный с поперечным уклоном, равным продольному уклону магистральной улицы.

## 2. Составление проекта вертикальной планировки внутриквартальных территорий

Принцип составления проекта вертикальной планировки на внутриквартальные территории методом проектных горизонталей остается таким же, как и при проектировании проездов.

Исходными данными для проектирования рельефа на внутриквартальных территориях являются красные отметки проектов вертикальной планировки по улицам.

Систему внутриквартальных проездов вместе с пешеходными дорожками следует рассматривать как сеть, собирающую и отводящую дождевую воду с территории кварталов на уличные проезды.

Сток воды с улицы внутрь квартала допускать нельзя, поэтому если территория квартала расположена ниже лотка улицы, проектируют подсыпку с подъемом 1—2% на протяжении 20—25 м, а далее уклон направляют внутрь квартала. Поверхностную воду или выводят на смежную улицу, или направляют в специальную водосточную подземную сеть.

Уклон на участках, отведенных под озеленение, не допускают менее 0,005 (0,5%). Спортивные площадки/и площадки для детских игр рекомендуется возвышать над внутриквартальной территорией на 0,5 м, проектируя вокруг них подпорные стенки или озелененные откосы. На крутых склонах планируют террасы, расположенные на разных уровнях и разделенные между собой подпорными стенками или озелененными откосами. Для сообщения между террасами проектируют лестницы или пологие спуски — пандусы. Продольный уклон террас делается около 0,005, а поперечный 0,01—0,02, с направлением от подпорных стенок к середине террасы.

Перед составлением проекта вертикальной планировки территории, отведенной под застройку, на топографический план масштаба 1 : 500 наносят с генплана все запроектированные здания и сооружения и выписывают проектные отметки точек красных линий и лотков, расположенных против запроектированных въездов в квартал по прилегающим проездам. Затем, руководствуясь существующим рельефом, намечают водораздельные линии и основные направления скатов. По намеченным направлениям скатов определяют проектные уклоны, учитывая характер естественного рельефа, и проводят проектные горизонталы, предусматривая наименьший объем земляных работ.

Рассмотрим принципиальную сторону составления вертикальной планировки квартала, ограниченного улицами: Коммунистической, Зарудной, Новой и Школьной (см. рис. 63). Руководствуясь поперечными профилями улиц (см. рис. 64) и красными отметками точек пересечения осей проездов, вычисляют красные отметки углов кварталов *A*, *B*, *B* и *Г* (рис. 67) и точек *Д* и *Е*, лежащих на перегибах профилей улиц:

$$H_A = 146,70 - 13,5 \cdot 0,011 - 4,5 \cdot 0,02 + 0,15 + \\ + 7,5 \cdot 0,005 - 0,10 + 3,0 \cdot 0,02 = 146,61;$$

$$H_B = 144,05 + 16,0 \cdot 0,011 - 4,5 \cdot 0,02 + 0,15 + 7,5 \cdot 0,005 - \\ - 0,10 + 3,0 \cdot 0,02 = 144,29;$$

$$H_{B'} = 143,50 + 16,0 \cdot 0,010 - 4,5 \cdot 0,02 + 0,15 + \\ + 5,0 \cdot 0,05 - 0,10 + 3,0 \cdot 0,02 = 143,70;$$

$$H_G = 145,90 - 13,5 \cdot 0,010 - 4,5 \cdot 0,02 + 0,15 + 5,0 \cdot 0,005 - \\ - 0,10 + 3,0 \cdot 0,02 = 145,81;$$

$$H_D = 144,35 - 4,5 \cdot 0,02 + 0,15 + 8,5 \cdot 0,005 - \\ - 0,10 + 3,00 \cdot 0,02 = 144,41;$$

$$H_E = 146,55 - 4,5 \cdot 0,02 + 0,15 + 6,00 \cdot 0,05 - 0,10 + \\ + 3 \cdot 0,02 = 146,60.$$

Проектные отметки углов кварталов следует вычислять, пользуясь поперечными профилями проездов, по которым намечено основное движение транспорта. В данном случае приняты улицы Коммунистическая и Новая.

Если эти отметки вычислить повторно, пользуясь поперечными профилями улиц Школьной и Зарудной, то получим несколько иные результаты. Несогласованность увязывают при составлении проекта вертикальной планировки перекрестков.



Затем по красным (фасадным) линиям намечают места расположения проектных горизонталей, выбирают направления скатов воды и проводят проектные горизонтали на территории квартала.

Проектные горизонтали следует проводить параллельными, не допуская веерности. Вместе с тем следует стремиться, чтобы объем

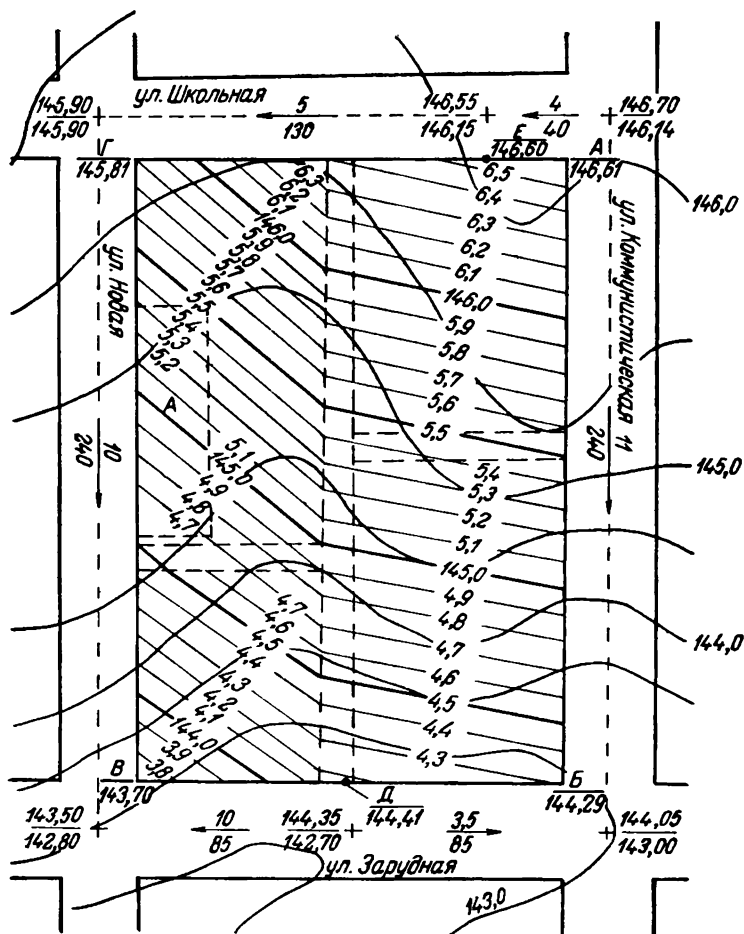


Рис. 67

земляных работ был минимальным. Вертикальной схемой планировки на углах *Б* и *В* квартала, изображенного на рис. 67, предусмотрена подсыпка около 1 м для размещения грунта, который будет выбран из котлованов при сооружении зданий.

Для упрощения проект вертикальной планировки (см. рис. 67) составлен без учета проекта застройки и горизонтальной планировки квартала.

Так, если запроектировано строительство здания А, то при составленном проекте вертикальной планировки оно будет омываться сточной водой, чего допускать не рекомендуется. Следовательно, в этой части квартала надо было предусмотреть уклоны во все стороны от здания или около стен здания запроектировать тротуары с высотой бордюрного камня 0,15 м.

Здания и сооружения, детские и физкультурные площадки, проезжие и пешеходные дорожки, скверы и газоны, запроектированные на территории квартала, вызывают дополнительные специальные технические требования к вертикальной планировке территории квартала, которые должны быть удовлетворены при составлении проекта.

После составления проекта вертикальной планировки подсчитывают объем земляных работ. При составлении проектов методом проектных горизонталей объемы земляных работ подсчитывают по сетке квадратов. Сторону квадратов выбирают в 5, 10 или 20 м в зависимости от масштаба плана и требуемой точности подсчета объемов. Проектные отметки углов квадратов выбирают с плана путем интерполирования между проектными горизонталями, а фактические отметки — путем интерполирования между горизонталями, отображающими на плане фактический рельеф. Найденные отметки подписывают на картограмме у каждого угла квадрата. Разность между проектными и существующими отметками определяет рабочие отметки, которые также записывают на картограмму около каждого угла квадрата.

Рабочая отметка со знаком минус показывает величину срезки, а со знаком плюс — величину подсыпки. На картограмме после выписки рабочих отметок определяют положение линии нулевых работ.

Объем земляных работ подсчитывают отдельно для выемок и насыпей. Если линия нулевых работ не пересекает квадрат, то объем земляных работ в этом квадрате вычисляют путем перемножения среднего значения из рабочих отметок по углам квадрата на площадь квадрата  $P$ , т. е.

$$W = \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{4} P. \quad (\text{VI.8})$$

Площадь квадратов, в которых рабочие отметки на углах имеют разные знаки, т. е. квадратов, пересекаемых линией нулевых работ, разбивают на правильные геометрические фигуры, по которым и подсчитывают объем земляных работ. Для упрощения подсчета в таких квадратах предварительно разбивают более мелкую сетку квадратов.

### § 39. Перенесение проекта вертикальной планировки в натуру

Перенесение проекта вертикальной планировки обычно начинается с проездов при их сооружении. Для этого по оси проезда в натуру отмечают все пикеты и точки перегиба проектного профиля

и закрепляют их деревянными кольшками или столбами. Кольшки забивают таким образом, чтобы отметки верхних срезов были на высоте проектных отметок данных точек профиля. Кольшки устанавливают на высоту проектной отметки при помощи нивелира. В качестве исходных при этом принимают отметки реперов городского нивелирования.

Для установки верхнего обреза кола в точке *A* (рис. 68) на высоту проектной отметки вычисляют отсчет *b* по рейке, который должен быть получен при отсчете по нивелиру, установленному в точке *J*

$$b = (H_{\text{исх}} + a) - H_{\text{пр}} \quad (\text{VI.9})$$

В приведенной формуле:

$H_{\text{исх}}$  — отметка исходного репера;

$a$  — отсчет по рейке, установленной на исходном репере;

$H_{\text{пр}}$  — проектная отметка точки *A*.

Точки проектного профиля по оси проезда отмечают через каждые 10—20 м. Затем в этих точках разбивают поперечники, закрепляют на них с той и другой стороны от оси проезда точки, расположенные на оси лотка, на бордюрном камне тротуара и около фасадной линии.

Для расчета точности, с которой необходимо перенести отдельные

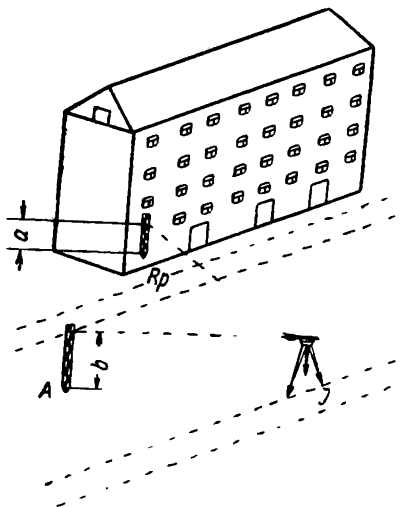


Рис. 68

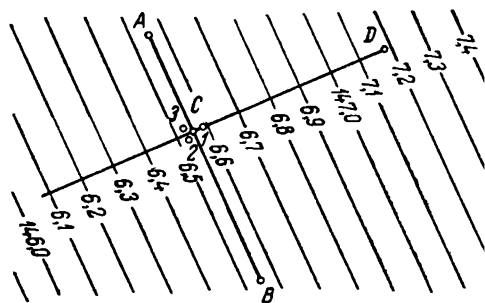


Рис. 69

точки проекта вертикальной планировки в натуру, прием условие, чтобы величина расхождения фактического уклона между двумя смежными точками, перенесенными в натуру, от проектного не превышала 10% минимального уклона.

Величина минимального уклона, обеспечивающая нормальный сток воды с поверхности, принята 0,5%. Если точки проекта вынесены в натуру через каждые 10 м, то допускаемое минимальное превышение между двумя смежными точками равно 5 см, а следова-

тельно, величина средней ошибки выноса в натуру отдельной точки проекта не должна превышать

$$\frac{0,1 \cdot 5 \text{ см}}{\sqrt{2}} = 0,4 \text{ см.}$$

При ббльших уклонах требуется меньшая точность перенесения проекта вертикальной планировки в натуру. Так, если проезд запроектирован с уклоном 2%, то среднюю величину ошибки перенесения в натуру отдельной точки проекта вертикальной планировки по отношению к смежным точкам, расположенным на расстоянии 10 м, можно допустить порядка 1,4 см, а предельная ошибка будет порядка 4 см.

Проект вертикальной планировки на внутриквартальной территории и на площадях обычно переносят в натуру путем разбивки сетки квадратов со сторонами 10 или 20 м. В вершинах квадратов такой сетки забивают колья так, чтобы их верхний срез располагался на высоте проектной отьетки.

Если запроектированный рельеф участка представляет наклонную плоскость, то проект его вертикальной планировки можно перенести наклонным лучом нивелира. В этом случае по проекту вертикальной планировки определяют направление линии  $AB$  (рис. 69) с нулевым уклоном и переносят это направление на местность. Затем в произвольно, но удобно выбранной точке  $C$  на этой линии восстанавливают перпендикуляр  $CD$ . Если в точке  $C$  установить нивелир и расположить его подъемные винты 1, 2 и 3 так, как указано на рис. 69, и при помощи подъемного винта 1 задать визирной оси проектный уклон линии  $CD$ , то ось вращения нивелира займет положение, перпендикулярное разбиваемой в натуре наклонной плоскости. В этом случае отсчет  $b$  по рейке, установленной на кол, забитый на высоту проектной отьетки во всех точках запроектированной наклонной плоскости, должен быть одинаковым и равным

$$b = GI - (H_C)_{\text{проект}}, \quad (\text{VI.10})$$

где  $GI$  — отьетка горизонта инструмента;

$(H_C)_{\text{проект}}$  — проектная отьетка точки  $C$ , в которой установлен нивелир.

Этот способ перенесения проектной плоскости в натуру удобен тем, что при одной постановке нивелира можно вынести как угодно густо расположенные проектные точки без каких бы то ни было дополнительных вычислений.

## Глава VII

# ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ДЛЯ КАРКАСНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

### § 40. Сети трилатераций

Внедрение промышленных методов строительства и применение мощной техники позволили проектировать и строить здания и сооружения значительных размеров как в плане, так и по высоте. В качестве примера можно привести комбинат торгово-бытового обслуживания (КТБО), построенный на проспекте Калинина в Москве.

Общий комплекс сооружений имеет длину 761 м, ширину высотной части 12 м и высоту в 26 этажей. Колонны несущего каркаса располагают, как правило, на общем под все здания железобетонном фундаменте, в вершинах прямоугольников размером  $6 \times 4,5$  или  $6 \times 3$  м. Допуск на отклонение колонн от их проектного положения установлен  $\pm 5$  мм.

С такой высокой точностью невозможно перенести в натуру оси колонн от пунктов городской полигонометрии даже самого высокого разряда. Поэтому на верхней поверхности фундамента строят специальные строительно-разбивочные сети. Такие сети строят в виде четырехугольников или центральных систем. Стороны специальных сетей короткие, поэтому координаты пунктов обычно определяют методом линейной триангуляции. Пункты закрепляют непосредственно в теле фундамента. Обычно все пункты располагают на одной высоте. Линии измеряют или прокомпарированными рулетками с постоянным натяжением или проволоками.

Конструкцию знаков для закрепления пунктов полигонометрической сети рекомендуется применять такую, которая позволила бы измерять длины сторон непосредственно между центрами, не применяя лотаппараты.

Линейные измерения производят двумя-четырьмя мерными приборами в зависимости от требуемой точности. При особенно высоких требованиях к точности разбивочных работ для отсчетов по шкалам мерного прибора применяют микроскопы.

Для выноса осей колонн в натуру при строительстве жилых и производственных зданий обычно достаточно измерить линии с точностью, характеризуемой относительной средней квадратической ошибкой  $1 : 50\,000$ .

Однако в каждом конкретном случае необходимо произвести расчеты, с какой точностью надо производить линейные измерения. Эти расчеты можно произвести по приближенной формуле

$$\frac{m_s}{S} = \frac{M}{\sqrt{S^2 + 8,5 \cdot 10^{10}}}, \quad (\text{VII.1})$$

где  $M$  — ошибка определения взаимного положения двух смежных пунктов;

$S$  — длина линии между знаками;

$\frac{m_s}{S}$  — относительная точность измерения линии.

Величины  $M$  и  $S$  следует брать выраженными в миллиметрах. При  $M = 5$  мм,  $S = 40$  м получим

$$\frac{m_s}{S} = \frac{5}{\sqrt{1 \cdot 10^{10} + 8,5 \cdot 10^{10}}} = \frac{1}{59\,000}.$$

Ожидаемую ошибку определения углов в треугольнике трилатерации можно подсчитать по формулам

а) для равностороннего треугольника

$$\alpha = \beta = \gamma = 60^\circ;$$

$$m_a = m_b = m_c; \quad a = b = c;$$

$$m_\alpha = m_\beta = m_\gamma = \rho \sqrt{2} \frac{m_a}{a}; \quad \text{при } \frac{m_a}{a} = \frac{1}{50\,000};$$

$$m_\alpha = \pm 5'',6;$$

б) для прямоугольного треугольника

$$\alpha = 90^\circ; \quad \beta = 60^\circ, \quad \gamma = 30^\circ, \quad b = 0,87a, \quad c = 0,5a.$$

Если стороны  $a$ ,  $b$  и  $c$  будем измерять одним уложением мерного прибора, то можно принять, что ошибка измерения будет возрастать пропорционально измеряемой длине. Тогда

$$\left. \begin{aligned} m_b &= 0,87m_a, \quad m_c = 0,5m_a \\ m_\alpha &= 2,9\rho \frac{m_a}{a} \\ m_\beta &= 2,40\rho \frac{m_b}{b} = 2,40\rho \frac{m_a}{a} \\ m_\gamma &= 0,81\rho \frac{m_c}{c} = 0,81\rho \frac{m_a}{a} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.2})$$

При  $\frac{m_a}{a} = \frac{1}{50\,000}$  получим

$$m_\alpha = 11'',6, \quad m_\beta = \pm 9'',6, \quad m_\gamma = \pm 3'',3.$$

Строительно-разбивочные сети уравниваются как свободные. Однако, поскольку они расположены на территории города, то их необходимо привязывать к городской полигонометрической сети.

Для этого от ближайших пунктов полигонометрической сети прокладывают один или два привязочных хода для определения координат одного пункта строительно-разбивочной полигонометрической сети и дирекционного угла одной стороны этой сети.

В качестве привязочных могут служить полигонометрические ходы городской полигонометрической сети любого разряда и даже теодолитные ходы; при этом необходимо соблюдать установленные Инструкцией максимальные длины ходов.

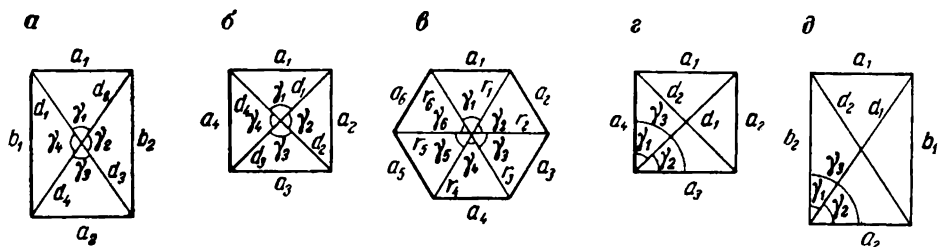


Рис. 70

Чаще всего еще до начала работ нулевого цикла для разбивки в натуре основных осей фундамента и контура котлована под фундамент в районе площадки строительства сгущают городскую полигонометрическую сеть путем проложения хода полигонометрии II класса или систем теодолитных ходов вокруг контура запроектированного здания. Координаты точек этой сети сгущения вычисляют в системе координат городской полигонометрической сети и принимают в качестве исходных данных для вычисления координат строительно-разбивочных трилатерационных сетей.

При уравнивании трилатерационных построений, по форме близко приближающихся к некоторым типовым геометрическим фигурам, условные уравнения можно составлять, пользуясь упрощенными формулами.

Приведем условные уравнения и формулы для определения поправок за уравнивание результатов измерений в наиболее часто встречающихся фигурах построения.

1. Центральная система прямоугольного и д а.

Условное уравнение (рис. 70, а) [7]

$$\left. \begin{aligned} \frac{2\rho}{b}(a_1) + \frac{2\rho}{b}(a_2) + \frac{2\rho}{a}(b_1) + \frac{2\rho}{a}(b_2) - \frac{4d\rho}{ab}(d_1) - \\ - \frac{4d\rho}{ab}(d_2) - \frac{4d\rho}{ab}(d_3) - \frac{4d\rho}{ab}(d_4) + w = 0 \\ w = \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 + \gamma_4 - 360^\circ \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.3})$$

При уравнивании результатов измерений надо ввести веса, подсчитанные по формулам

$$P_a = \frac{1}{m_a^2}; \quad P_b = \frac{1}{m_b^2}; \quad P_d = \frac{1}{m_d^2}.$$

Тогда квадратичный коэффициент нормального уравнения будет

$$\left[ \frac{aa}{p} \right] = \frac{8\rho^2}{b^2} m_a^2 + \frac{8\rho^2}{a^2} m_b^2 + \frac{64d^2\rho^2}{a^2b^2} m_d^2.$$

Введем обозначение  $\frac{b}{a} = q$ , тогда

$$d^2 = \frac{a^2 + b^2}{4} = \frac{a^2}{4} (1 + q^2)$$

или

$$d = \frac{a}{2} \sqrt{1 + q^2}.$$

Можно написать

$$m_b = qm_a, \quad m_d = \frac{m_a}{2} \sqrt{1 + q^2}.$$

После соответствующих преобразований получим

$$\left[ \frac{aa}{p} \right] = 4 \left( \frac{m_a}{aq} \rho \right)^2 Q,$$

где

$$Q = 3 + 2q^2 + 3q^4; \quad q = \frac{b}{a}.$$

Поправки в измеренные стороны определяют по формулам

$$\left. \begin{aligned} (a_1) = (a_2) &= -\frac{w}{2} \cdot \frac{aq}{\rho Q}; & (b_1) = (b_2) &= +q^3 (a) \\ (d_1) = (d_2) = (d_3) = (d_4) &= -\frac{(1+q^2)\sqrt{1+q^2}}{4} (a) \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII.4})$$

При вычислении по приведенным формулам длины сторон надо взять в метрах, средние квадратические ошибки измерения сторон — в миллиметрах,  $\rho = 206,265$ , тогда поправки будут выражены в миллиметрах, если свободные члены в секундах.

2. Центральная система в виде квадрата (см. рис. 70, б).

Условное уравнение имеет вид

$$\left. \begin{aligned} \frac{2\rho}{a} (a_1) + \frac{2\rho}{a} (a_2) + \frac{2\rho}{a} (a_3) + \frac{2\rho}{a} (a_4) - \frac{2\rho}{d} (d_1) - \\ - \frac{2\rho}{d} (d_2) - \frac{2\rho}{d} (d_3) - \frac{2\rho}{d} (d_4) + \omega = 0 \\ w = \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 + \gamma_4 - 360^\circ \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII.5})$$



Если принять, что  $d = \frac{a}{\sqrt{2}}$  и  $m_d = \frac{m_a}{\sqrt{2}}$ , то получим формулы для вычисления поправок

$$\left. \begin{aligned} (a_1) = (a_2) = (a_3) = (a_4) &= -\frac{wa}{16\rho} \\ (d_1) = (d_2) = (d_3) = (d_4) &= -(a) \frac{1}{\sqrt{2}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII.6})$$

3. Центральная система из равносторонних треугольников (см. рис. 70, в).

Условное уравнение примет вид

$$\left. \begin{aligned} \frac{2\rho}{a\sqrt{3}}(a_1) + \frac{2\rho}{a\sqrt{3}}(a_2) + \frac{2\rho}{a\sqrt{3}}(a_3) + \frac{2\rho}{a\sqrt{3}}(a_4) + \frac{2\rho}{a\sqrt{3}}(a_5) + \\ + \frac{2\rho}{a\sqrt{3}}(a_6) - \frac{2\rho}{r\sqrt{3}}(r_1) - \frac{2\rho}{r\sqrt{3}}(r_2) - \frac{2\rho}{r\sqrt{3}}(r_3) - \\ - \frac{2\rho}{r\sqrt{3}}(r_4) - \frac{2\rho}{r\sqrt{3}}(r_5) - \frac{2\rho}{r\sqrt{3}}(r_6) + w_1 = 0 \\ w = \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 + \gamma_4 + \gamma_5 + \gamma_6 - 360^\circ \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII.7})$$

Если  $m_a = m_r$ , то поправки можно определить по формуле

$$(a) = -(r) = -\frac{w}{\rho} \cdot \frac{a}{8\sqrt{3}}. \quad (\text{VII.8})$$

4. Квадрат без закрепления точки пересечения диагоналей (см. рис. 70, г).

Условное уравнение имеет вид

$$\left. \begin{aligned} \frac{\rho}{a}(a_1) + \frac{\rho}{a}(a_2) + \frac{\rho}{a}(a_3) + \frac{\rho}{a}(a_4) - \frac{2\rho}{d}(d_1) - \\ - \frac{2\rho}{d}(d_2) + w = 0 \\ w = \gamma_1 + \gamma_2 - \gamma_3 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII.9})$$

Если принять, что  $d = a\sqrt{2}$ ,  $m_d = m_a \sqrt{2}$ , то поправки можно определить по формулам

$$(a) = -\frac{wa}{12\rho};$$

$$(d) = -(a) 2\sqrt{2}. \quad (\text{VII.10})$$

5. Прямоугольник без закрепления точки пересечения диагоналей (см. рис. 70, д).

Условное уравнение имеет вид

$$\left. \begin{aligned} \frac{\rho}{b}(a_1) + \frac{\rho}{b}(a_2) + \frac{\rho}{a}(b_1) + \frac{\rho}{a}(b_2) - \frac{d\rho}{ab}(d_1) - \\ - \frac{d\rho}{ab}(d_2) + w = 0 \\ w = \gamma_1 + \gamma_2 - \gamma_3 \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.11})$$

Введем обозначение  $\frac{b}{a} = q$ , тогда

$$d = a \sqrt{1 + q^2}.$$

Примем

$$m_b = m_a q; \quad m_d = m_a \sqrt{1 + q^2}.$$

Поправки определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} (a) = -\frac{w a q}{4\rho Q_1}; \quad Q_1 = 1 + q^2 + q^4 \\ (b) = + (a) q^3 \\ (d) = - (a) (1 + q^2) \sqrt{1 + q^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.12})$$

После введения поправок в измеренные значения линий за счет уравнивания проверяют выполнение всех геометрических условий в построениях, а затем вычисляют координаты пунктов.

Используя координаты пунктов строительно-разбивочной сети, аналитически рассчитывают все необходимые данные для переноса в натуру основных осей сооружения и смещенных осей колонн.

Все оси сооружения и колонн должны быть аналитически увязаны и для всех точек пересечения осей должны быть получены координаты в системе строительно-разбивочной сети.

По каждой оси должны быть получены координаты не менее чем двух точек, обеспечивающих надежное перенесение ее в натуру.

Вынесенные в натуру точки осей зданий и колонн надежно закрепляют кернением или перекрестиями на металлических пластинах, забетонированных в фундаменте. От этих точек разбивают место положения колонн первого яруса. После монтажа колонн выполняют исполнительную съемку, в результате которой определяют отклонение колонн от их проектного положения.

#### § 41. Передача опорной геодезической сети на верхние ярусы

После монтажа колонн первого яруса собирают междуэтажное перекрытие, на котором монтируют колонны следующего яруса. Отклонение осей колонн от проектного положения при переходе от одного яруса к другому не допускается более  $\pm 5$  мм,

а максимальное отклонение колонн от вертикали на всей высоте сооружения определяется величиной  $\pm 10$  мм. Следовательно, требуется довольно высокая точность разбивки колонн на каждом перекрытии. Поэтому точки опорной геодезической сети или точки, принятые в качестве исходных для разбивки осей сооружения и смещенных осей колонн первого яруса, должны быть спроектированы по вертикалям на каждое последующее перекрытие. В строительных конструкциях должны быть предусмотрены отверстия, позволяющие рассматривать с фундамента до самого верха сооружения через все перекрытия. Для этих целей могут быть использованы вентиляционные каналы и трубы мусоропроводов.

При строительстве здания СЭВ с фундамента на перекрытия передавалась опорная геодезическая сеть, включающая 16 точек и состоящая из примыкающих друг к другу четырехугольников.

На проспекте Калинина при монтаже высоких железобетонных каркасов в качестве обоснования с фундамента на перекрытиях проектировали по три точки, расположенные на одной прямой.

Для проектирования точек по вертикалям применялся оптический центрировочный прибор «ОЦП-Зенит», сконструированный на кафедре прикладной геодезии МИИГАиК (рис. 71).

Прибор имеет визирную трубу от нивелира НСМ-2А с самоустанавливающейся линией визирования. Перед объективом трубы смонтирована пентапризма (закрыта оправой), изменяющая направление визирной оси трубы на  $90^\circ$  и направляющая ее отвесно при рабочем положении инструмента. В прибор вмонтировано индикаторное устройство, позволяющее исключать постоянную ошибку преломляющего угла пентапризмы путем проектирования точек при двух положениях трубы, повернутых одна относительно другой на  $180^\circ$ .

На рис. 72 показан процесс проектирования точки на верхние ярусы. Помощник на перекрытии верхнего яруса совмещает перекрестие марки с вертикальной линией визирования по команде наблюдателя, передаваемой при помощи переносного телефона.

Для устранения неудобств, связанных с передачей команд наблюдателем, прибор «ОЦП-Зенит» был модернизирован: пентапризму сделали поворачивающейся и внесли конструктивные изменения, позволяющие визировать не только снизу вверх, но и сверху вниз. Прибору присвоили название «ПОВП» — прибор оптического вертикального проектирования.

Появилась возможность устанавливать прибор на перекрытии верхнего яруса и центрировать его над точкой, закрепленной внизу на фундаменте.

С этой целью инструмент устанавливают на специальную подставку, укрепляемую на стандартном штативе от теодолита и имеющую винты для микрометричного перемещения прибора в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Надобность в помощнике наблюдателя при проектировании точек отпала.

На рис. 73 показан «ПОВП», установленный на перекрытии 25-го этажа.



Рис. 72

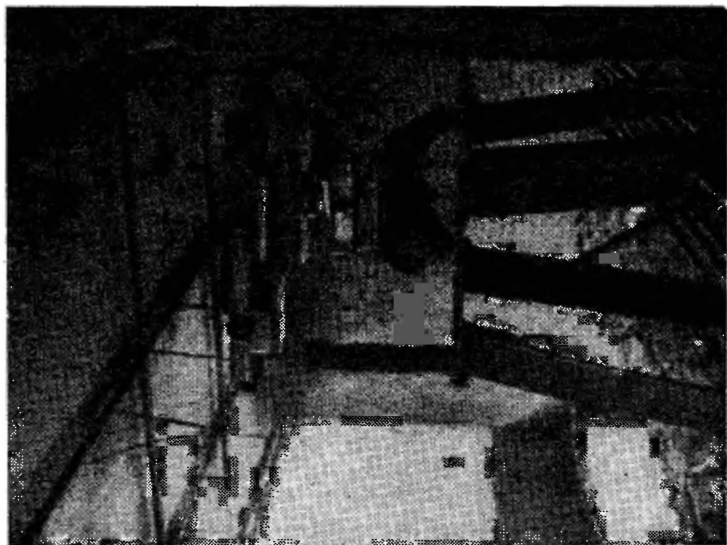


Рис. 71

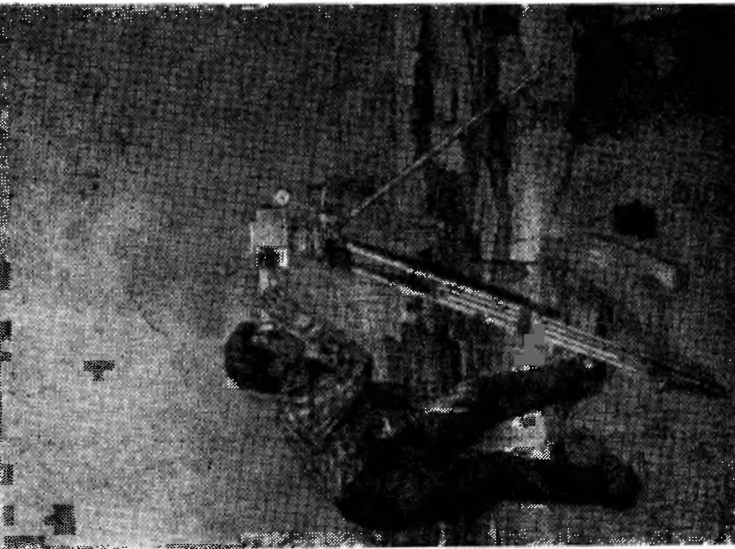


Рис. 73

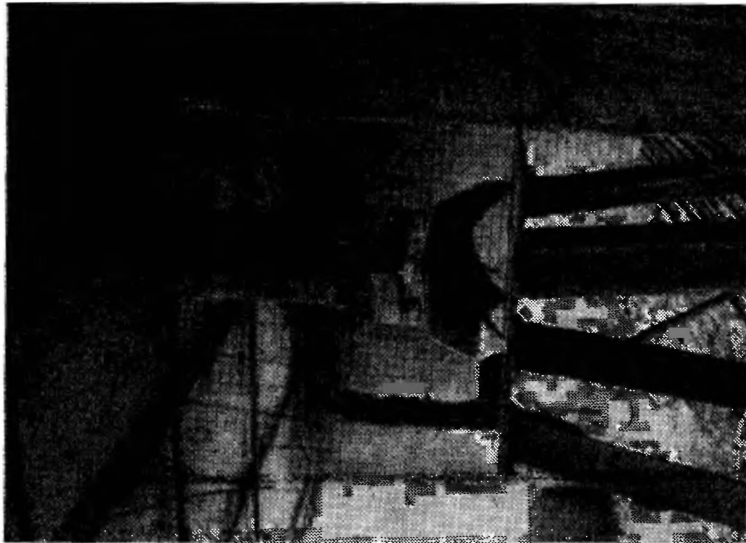


Рис. 74

После перенесения всех точек на перекрытие яруса проверяют правильность проектирования опорных точек путем тщательного измерения расстояний между ними и проверки створности точек, расположенных на одной прямой.

Анализ производственного материала показал, что средняя квадратическая ошибка проектирования точек приборами «ОЦП-Зенит» или «ПОВП» на высоту 50—70 м не выходит за пределы  $\pm 2,0$  мм.

Для вертикального проектирования в последнее время фирма К. Цейсс (ГДР) стала выпускать прибор «PZL» (Прибор «Зенит-лот») с самоустанавливающейся вертикальной линией визирования, сконструированный на базе нивелира «Копи-007» (рис. 74).

# ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ

---

## Г л а в а VIII

### ВВОДНАЯ ЧАСТЬ

#### § 42. Виды тоннелей

Развитие промышленности, энергетики и транспорта, намеченное программой КПСС, неразрывно связано со строительством тоннелей. К наиболее крупным тоннелям, сооруженным в последнее время или находящимся в стадии строительства, относятся тоннель протяжением 5,5 км, построенный для снабжения водой г. Ялты, Яванский тоннель в Вахшской долине, предназначенный для орошения полей протяженностью 5,9 км, тоннель длиной около 15 км, подводящий воду с напором к Ингурской ГЭС в горах Сванетии, железнодорожный тоннель по берегу оз. Байкал, ряд железнодорожных тоннелей различной протяженности на участках железных дорог Адлер — Сухуми и Абакан — Тайшет.

Деривационный тоннель Татевской ГЭС имеет длину 18,3 км.

В настоящее время заканчивается сооружение грандиозного тоннеля длиной 48 км, названный Севан-Арпа, предназначенный для пополнения водой оз. Севан в Армении.

Широкое применение имеют тоннели в горнорудной промышленности, которой отведено важное место в развитии народного хозяйства в СССР.

На заводских и промышленных территориях тоннели сооружаются как для транспортных целей, так и для производственной связи цехов; они находят также широкое применение при сооружении различных подземных складов и других инженерных сооружений.

Неопровержимо доказано, что лучшим видом городского транспорта является метрополитен. Следовательно, задача улучшения благоустройства городов и населенных мест непосредственно связана с развитием сети метрополитенов в городах и строительством необходимых для этого тоннелей. Так, в технико-экономических основах генерального плана г. Москвы намечается довести протяженность линий метрополитена до 320 км, построить свыше 100 станций и 300 вестибюлей. Ведутся интенсивные строительные работы по расширению сети линий метрополитена в Ленинграде. Сооружаются метрополитены в Тбилиси, Баку. Строится метрополитен в Харькове и других городах.

Таким образом, тоннели являются необходимым звеном в строительстве подземных инженерных сооружений, связанных с ростом и развитием народного хозяйства страны. В связи с этим геодезические работы найдут широкое применение при тоннелестроении.

В зависимости от назначения тоннели можно объединить в следующие основные группы: на путях сообщения (железнодорожные, метрополитена, автодорожные, судоходные, пешеходные); гидротехнические (подводящие и отводящие тоннели гидростанций, для водоснабжения, ирригационные для орошения и обводнения территорий); коммунальные (канализационные коллекторы, крытые галереи и тоннели для укладки в них сетей городского подземного хозяйства); горнопромышленного и производственного назначения, которые строят на горнопромышленных и фабрично-заводских территориях.

Тоннели, проложенные на пути водной магистрали, дают возможность понизить отметку перевала на водораздельном бьефе и тем самым облегчить условия питания канала и уменьшить количество шлюзов. Последнее обстоятельство создает более благоприятные условия эксплуатации водного пути.

Сооружают также тоннели при строительстве крупных ирригационных объектов. Для пропуска донской воды в р. Сал построено несколько тоннелей протяженностью более 7 км каждый.

Для нужд коммунального хозяйства сооружают тоннели преимущественно в больших городах, имеющих развитое подземное хозяйство (водопровод, канализацию, теплофикацию, газификацию, телефон, свет и т. п.).

Большие объемы сточных, загрязненных и ливневых вод в больших городах часто не могут вместиться в обычные трубопроводы даже значительных диаметров. В таких случаях требуется сооружение специальных канализационных коллекторов — тоннелей. Сосредоточение различных мелких и средних трубопроводов и прокладок в специальных тоннелях значительно улучшает условия наблюдения за ними и удешевляет стоимость текущего ремонта.

В зависимости от места расположения и назначения тоннелей установилась следующая классификация:

1. Горные тоннели, сооружаемые под массивами и водоразделами.
2. Подводные тоннели, сооружаемые под каналами, реками, озерами и морскими проливами.
3. Городские тоннели, сооружаемые под проездами и застроенными кварталами.

### § 43. Способы сооружения тоннелей

Тоннели мелкого заложения обычно сооружают открытым способом. Ось запроектированной трассы в этом случае переносят в натуру и закрепляют специальными знаками. Перенесение в натуру оси трассы особых затруднений не встречает, так как тоннели



мелкого заложения обычно проектируют под малозастроенными открытыми территориями или под широкими улицами и проездами городов.

Строительство тоннелей открытым способом начинают с забивки металлических свай двутаврового профиля по контуру будущих стен тоннеля. Затем производят выемку грунта из котлована.

По мере углубления котлована между сваями устанавливают деревянные или металлические распорки. На проектной глубине котлована укладывают подготовку 5 из бетона (рис. 75), слой гидроизоляции и возводят защитные стенки 4 также со слоем гидроизоляции. Затем бетонизируют стены 2 и лоток 3.

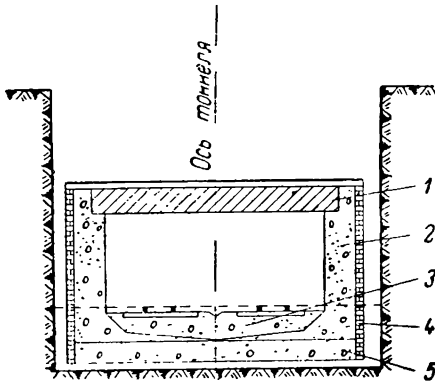


Рис. 75

После возведения стен до проектной отметки на них кладут перекрытие тоннеля 1 плоского или ребристого типа.

На перекрытие насыпают грунт до красных отметок вертикальной планировки.

На застроенных территориях для строительства тоннелей мелкого заложения применяют траншейный способ, при котором в местах расположения стен тоннеля роют узкие котлованы — траншеи и на проектной глубине бетонизируют стены.

В местах, где траншеи проходят в непосредственной близости

к зданиям, в результате земляных работ могут произойти осадки зданий, поэтому вместо сплошных траншей роют отдельные колодцы и стены тоннеля бетонизируют небольшими по протяжению участками. После окончания сооружения стен и затвердения бетона до соответствующей прочности над будущим тоннелем выбирают грунт, сооружают опалубку и бетонизируют перекрытие тоннеля. Затем через отверстия, оставленные в перекрытии, выбирают грунт и бетонизируют лоток.

Строительство горных тоннелей начинают непосредственно на дневной поверхности, врезаясь в горный массив. Откосы и лобовую стенку тоннеля облицовывают камнем или бетоном. Сооружение, оформляющее вход в тоннель и предназначенное для укрепления стенок откосов и лобовой стенки тоннеля, отвода воды от тоннеля и архитектурного оформления входа в него, называется порталом. Порталы обычно сооружают в тех случаях, когда тоннель в горном массиве начинается полным поперечным сечением. Если железная дорога под землю уходит не сразу, а постепенно, то перед тоннелем сооружают длинную, постепенно увеличивающуюся выемку, стены которой укрепляют бетоном или камнем. Сооружение, укрепляющее подход к тоннелю, называется рампой.

Тоннели метрополитена сооружают обычно посредством вертикальных стволов. Учитывая удобство дальнейшей эксплуатации тоннелей, стволы обычно проектируют смещенными на 20—50 м от трассы тоннеля. Так как в условиях густой городской застройки трудно выбрать место для строительной площадки, то нередко стволы смещают от трассы на расстояние более 50 м.

Один и тот же тоннель можно прокладывать одновременно и через порталы и через стволы; при этом концы тоннеля сооружают через порталы, а среднюю часть его — через стволы.

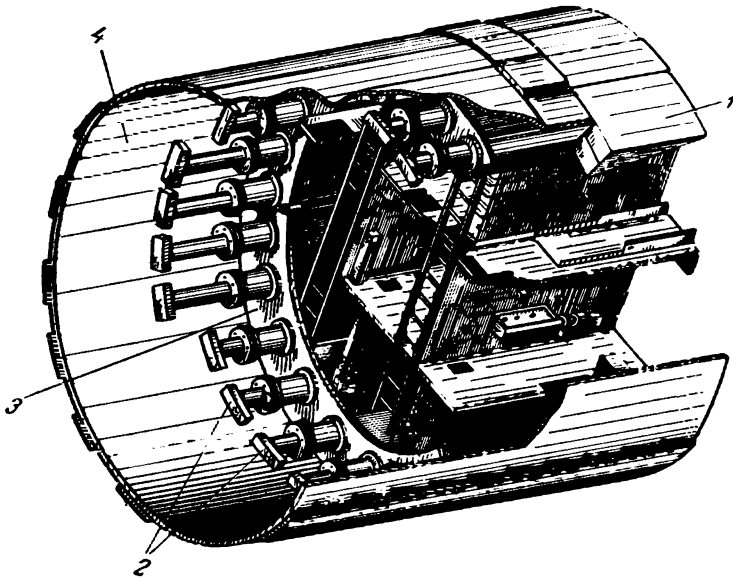


Рис. 76

Выходы железнодорожных путей метрополитенов в депо, которые, как правило, строят на поверхности земли, оформляют рампой.

По внешнему контуру поперечного сечения тоннеля после выемки грунта сооружают постоянное крепление, называемое обделкой тоннеля. Обделка бывает металлическая или железобетонная, состоящая из отдельных колец шириной 1,0—2,0 м. Каждое кольцо собирают из отдельных сегментов, называемых тьюбингами или блоками.

Применяют обделку и из монолитного бетона, а в тех местах, где при сооружении тоннеля возникает большое горное давление, применяют железобетонную обделку. При сооружении тоннеля в твердых скальных породах и при отсутствии горного давления контур поперечного сечения тоннеля оставляют иногда без отделки, с естественным креплением. В последнем случае неровности, получившиеся по внутреннему контуру тоннеля в результате взрывных

работ, выравнивают бетоном. Применяют также бутовую обделку тоннелей.

Тоннели глубокого заложения сооружают следующими способами: щитовым, опертым сводом, полностью раскрытым профилем подсводным разрезом и способом опорных стен.

Наиболее индустриальный способ сооружения тоннелей — щитовый. Щит представляет собой мощное передвижное крепление; он состоит из ножевой части 1 (рис. 76), опорного кольца 3 и оболочки (хвостовой части) 4. В опорном кольце смонтированы мощные гидравлические домкраты. Щит монтируют в щитовой камере.

В смонтированной оболочке щита собирают тьюбинговые кольца необходимые для упора щитовых домкратов 2 при выдвигании щита из камеры. При сооружении тоннеля щитовым способом грунт перед ножевой частью щита выбирают отбойными молотками; при твердых породах применяют взрывные средства.

После того как грунт перед щитом выбран на полное поперечное сечение с глубиной заходки около 1 м, включают гидравлические домкраты. Плуножеры домкратов, упираясь в собранное в оболочке щита тьюбинговое кольцо, передвигают опорное кольцо, а следовательно и весь щит, вперед. После передвижения щита и выключения домкратов плуножеры втягиваются обратно в опорное кольцо, а в освободившемся пространстве собирают очередное тьюбинговое кольцо тоннеля. Сборка осуществляется специальным механизмом, называемым эректором.

При сооружении тоннелей щитовым методом в мягких грунтах разработку породы перед щитом не производят. При движении щита вперед нож его вдавливаются в грунт забоя домкратами.

В настоящее время на строительстве метрополитена применяют механизированные щиты, которые при помощи специальных механизмов и долот разрабатывают и транспортируют породы.

#### § 44. Понятие о габарите и форме поперечных сечений

Габаритом называют предельное очертание какого-либо сооружения. Размеры поперечных сечений тоннелей (ширина, высота) определяются пропускной способностью строящегося тоннеля.

При сооружении тоннелей на путях сообщения установлено три вида габаритов: подвижного состава, приближения строения и приближения оборудования.

Габарит подвижного состава 1 (рис. 77) определяется контуром, внутри которого должен помещаться подвижной состав со всеми выступающими и висящими частями. При определении габарита подвижного состава рассматривают положение вагонов во время движения поезда с учетом раскачки их на рессорах, а также возможные случаи наклона вагонов при поломке во время движения рессор.

Габарит приближения строения 4 определяется контуром очертания обделки тоннеля, причем этот контур обычно представляют плав-

ной кривой, проведенной по характерным, наиболее сильно выступающим внутрь тоннеля точкам обделки.

Габарит приближения оборудования 2 определяется контуром, соединяющим наиболее выступающие точки различного оборудования, устанавливаемого и монтируемого в тоннелях.

К такому оборудованию относятся кабели, уложенные на специальных кронштейнах, светофоры, релейные шкафы, дроссельные ящики, осветительные фонари и пр.

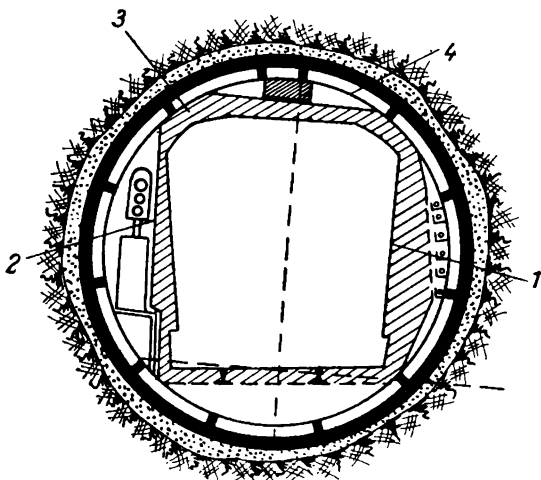


Рис. 77

Пространство 3 между габаритом подвижного состава и габаритом приближения оборудования называют г а б а р и т н ы м з а п а с о м. Величина габаритного запаса, устанавливаемая проектировщиками, имеет весьма большое значение для геодезистов. Габаритный запас служит исходной величиной для расчета требуемой точности выполнения геодезических работ при сооружении тоннелей.

#### § 45. Назначение геодезических работ при проектировании и строительстве тоннелей

Основное назначение геодезических работ при проектировании тоннелей — получить необходимый топографо-геодезический материал, а при строительстве — правильно перенести в натуру оси трассы и очертание запроектированного тоннеля. Наиболее важными и ответственными являются те работы, которые связаны с обеспечением подземной сбойки с необходимой точностью.

Для удешевления строительства проектировщики устанавливают габаритный запас как можно меньше, но при этом повышаются требования к точности геодезических работ. В настоящее время

в тоннелях метрополитена и на железнодорожных тоннелях габаритный запас принимается равным 10 см.

Большой объем разбивочных работ геодезисты выполняют в процессе строительства. При этих работах ставится условие — строгое соблюдение запроектированных размеров и форм как отдельных элементов и частей, так и всего тоннельного сооружения, так как тоннель под землей строят отдельными участками, не связанными между собой и разделенными целиками породы.

Особое значение в тоннелестроении приобрели геодезические работы при широком внедрении индустриально-щитового метода и применении скоростных методов сооружения тоннелей.

Геодезист следит, чтобы не был допущен крен ствола шахты, проверяет правильность укладки каждого тубинга, «держит» щит в нужном направлении; при малейшем отклонении он приказывает включить домкраты и подать щит вправо или влево, вверх или вниз.

При строительстве тоннелей геодезисты следят за возможными смещениями точек геодезического обоснования, за деформациями временных и постоянных креплений строящихся тоннелей, готовых подземных сооружений, а также дневной поверхности и всех зданий и сооружений, расположенных в зоне возможной деформации.

В процессе строительства снимают контуры разработанной породы, а по окончании строительства — контуры внутреннего очертания обделки тоннеля. По данным этих съемок подсчитывают объемы выполненных строительных работ и составляют исполнительные чертежи для предъявления их приемочной комиссии при сдаче тоннеля в эксплуатацию. Вместе с исполнительными чертежами сдают и каталоги геодезического обоснования, закрепленного в тоннеле и на поверхности.

Таким образом, на трассу тоннеля геодезисты выходят первыми, выполняют ответственные работы на всех стадиях строительства и по окончании его уходят последними.

При эксплуатации тоннелей геодезисты производят измерения для определения величины деформации и принимают участие при рихтовке и переукладке путей в железнодорожных тоннелях и тоннелях метрополитена.

#### § 46. Способы проектирования трассы тоннеля

Трассу тоннеля проектируют либо геометрическим, либо аналитическим способом.

Геометрический способ применяют главным образом при проектировании гидротехнических тоннелей при сравнительно несложных топографических условиях района расположения проектируемого тоннеля. Ось тоннеля трассируется непосредственно в натуре на поверхности земли.

Измеренные углы и линии вынесенной и закрепленной в натуре оси тоннеля принимают за основу при перенесении оси тоннеля под землей при строительстве тоннелей. Следовательно, применение

этого способа в трудных топографических условиях связано с большими осложнениями, а в условиях городской застройки при проектировании тоннелей метрополитена он вообще неприменим.

Аналитический способ применяют при проектировании трассы тоннелей метрополитена, а также тоннелей, расположенных в трудных топографических условиях. Сущность этого способа состоит в следующем: по данным технико-экономических и гидрогеологических изысканий трассу проектируемого тоннеля наносят на план города масштаба 1 : 2000 или 1 : 500. Затем графически по плану определяют координаты углов поворота трассы. По найденным таким образом координатам вычисляют углы поворота трассы с округлением до десятых долей секунды, а расстояния между точками поворотов — с округлением до миллиметра.

Ошибки графического определения координат, полученные с плана, вызывают смещение запроектированной трассы по отношению к ситуации; однако при этом все элементы трассы между собой строго математически согласованы.

Имея углы поворота и задаваясь длиной радиусов круговых кривых с учетом геологических условий, вычисляют длины кривых и линий тангенсов с округлением до миллиметра.

Аналитически вычисленные значения углов поворота, длины линий и круговых кривых принимают за основу для дальнейшего детального проектирования и перенесения оси тоннеля под землей в процессе строительства.

При аналитическом способе проектирования нет никакой необходимости трассировать ось тоннеля на дневной поверхности, поэтому он вполне применим и для проектирования горных тоннелей в районах с высокими труднопроходимыми горами, а также при проектировании трасс подводных тоннелей.

## § 47. Геометрические элементы трассы в плане

В плане трасса состоит из прямых участков и круговых кривых. Для более плавного перехода с прямого участка на кривые между ними вписывают переходные кривые. В профиле трасса состоит также из прямых отрезков, имеющих подъемы и уклоны, сопрягаемые вертикальными круговыми кривыми.

Точки, которые делят ось трассы на отрезки, равные 100 м, называют пикетажами. Началу трассы обычно приписывают нулевой пикет. Чтобы определить расположение круговой кривой на трассе, в проектных чертежах должен быть дан пикетаж начала круговой кривой, а для контроля — пикетаж конца ее.

Тоннели метрополитенов преимущественно строят однопутными. Для движения поездов в прямом и обратном направлениях сооружают два параллельных тоннеля с расстоянием между осями 25,4 м.

Если двигаться по оси трассы между тоннелями в направлении возрастания пикетажа, то тоннель, расположенный вправо, именуется правым, а другой — левым.

Для большего удобства пользования пикетами при проектировании и расчетах, связанных с переносом трассы в натуру, нулевые пикеты на правом и левом тоннелях располагают так, чтобы линия, их соединяющая, была перпендикулярна к оси трассы.

На кривых участках длина и радиус круговых кривых на правом и левом путях проектируются одинаковыми. При таком положении, как показано на рис. 78, на внутреннем (правом) пути между радиусами  $O_nN$  и  $O_nM$  укладывается меньшее количество пикетов, чем

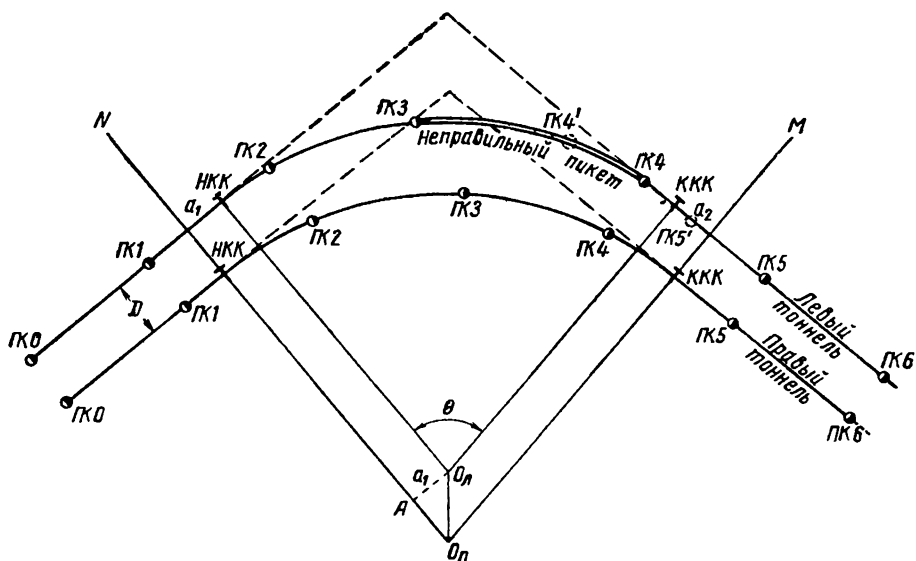


Рис. 78

на внешнем (левом) пути, вследствие чего на прямом участке, расположенном за кривой, одноименные пикеты правого и левого пути не будут расположены на одном перпендикуляре к оси пути.

Это обстоятельство вызывает большие неудобства при строительстве и эксплуатации. Для устранения этих неудобств прибегают к введению неправильных пикетов, длины которых могут быть больше или меньше 100 м.

Так как длины круговых кривых в левом и правом тоннелях одинаковы, то отклонение длины неправильного пикета от 100 м определяется величиной  $a = a_1 + a_2$ , где  $a_1 = a_2$ .

Расстояние между осями путей обозначим через  $D$ . Из точки  $O_n$  опустим перпендикуляр на линию  $O_nN$ ; тогда отрезок  $O_nA$  будет также равен  $D$ , так как радиусы круговых кривых в обоих тоннелях одинаковы.

В треугольнике  $AO_nO_n$

$$a_1 = D \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}, \quad (\text{VIII.4})$$

следовательно,

$$a = a_1 + a_2 = 2D \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}. \quad (\text{VIII.2})$$

Величину  $a$  вводят только в последний пикет левого пути. На рис. 78 значение  $a$  должно быть введено со знаком плюс; иногда величину  $a$  делят пополам и вводят с разными знаками как в пикет правого, так и в пикет левого пути, или распределяют неравномерно.

Для создания более плавного перехода от прямого участка пути к круговой кривой применяют переходные кривые, которые имеют

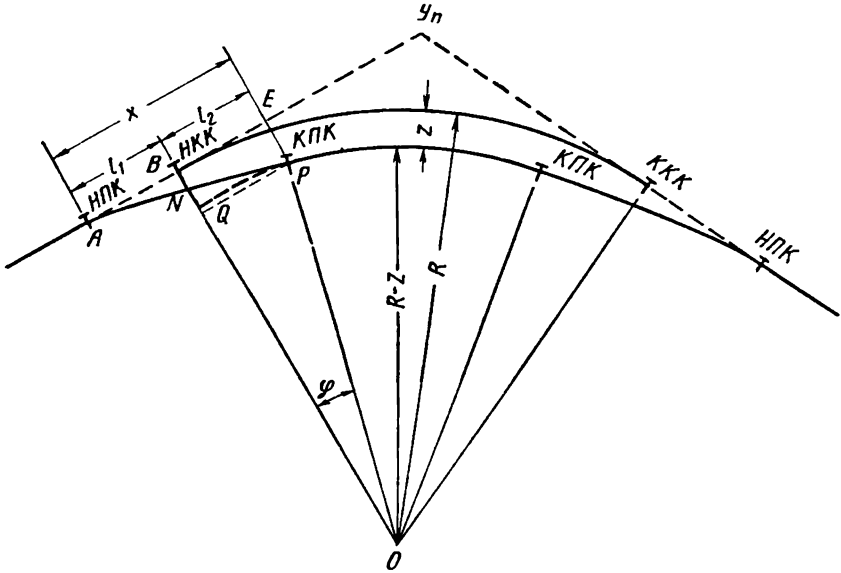


Рис. 79

переменный радиус, плавно изменяющийся от бесконечности (в начале переходной кривой) до величины радиуса круговой кривой (в конце переходной кривой). Переходные кривые располагают так, чтобы точки НКК и ККК (рис. 79) располагались на радиусах, проходящих через середины переходных кривых.

Наиболее часто пользуются переходной кривой в виде радиоидальной спирали. Зависимость между радиусом  $\rho$  кривизны этой кривой в некоторой точке и длиной  $K_n$  отрезка кривой от ее начала до этой точки определяется уравнением

$$\rho = \frac{C}{K_n}, \quad (\text{VIII.3})$$

где  $C$  — параметр переходной кривой. Значение радиуса  $\rho$  изменяется в зависимости от длины кривой  $K_n$  и угла  $\varphi$ , образуемого



касательной к кривой с осью абсцисс, и выражается отношением

$$\rho = \frac{dK_n}{d\varphi}. \quad (\text{VIII.4})$$

Подставляя в формулу (VIII.3) значение  $\rho$  из (VIII.4), находим

$$\frac{dK_n}{d\varphi} = \frac{C}{K_n},$$

или

$$dK_n K_n = C d\varphi. \quad (\text{VIII.5})$$

Интегрируя в пределах от 0 до  $K_n$  и учитывая, что при  $\varphi = 0$  значение  $K_n = 0$ , получаем

$$\frac{K_n^2}{2} = C\varphi \quad \text{или} \quad K_n^2 = 2C\varphi. \quad (\text{VIII.6})$$

Формула (VIII.6) представляет собой уравнение радиодальной спирали.

Для перехода к прямоугольным координатам напишем формулы дифференциальных приращений

$$\left. \begin{aligned} dx &= dK_n \cos \varphi \\ dy &= dK_n \sin \varphi \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VIII.7})$$

Из (VIII.5) имеем

$$dK_n = \frac{C d\varphi}{K_n},$$

но из (VIII.6)

$$K_n = \sqrt{2C\varphi}.$$

Тогда

$$dK_n = \frac{C d\varphi}{\sqrt{2C\varphi}}. \quad (\text{VIII.8})$$

Подставляя  $dK_n$  в (VIII.7), получаем

$$\left. \begin{aligned} dx &= \sqrt{\frac{C}{2}} \cdot \frac{d\varphi}{\sqrt{\varphi}} \cos \varphi \\ dy &= \sqrt{\frac{C}{2}} \cdot \frac{d\varphi}{\sqrt{\varphi}} \sin \varphi \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VIII.9})$$

Разложив  $\cos \varphi$  и  $\sin \varphi$  в ряд и ограничившись членами пятого порядка, получим

$$\begin{aligned} dx &= \sqrt{\frac{C}{2}} \left( 1 - \frac{\varphi^2}{2!} + \frac{\varphi^4}{4!} \right) \frac{d\varphi}{\sqrt{\varphi}}, \\ dy &= \sqrt{\frac{C}{2}} \left( \varphi - \frac{\varphi^3}{3!} + \frac{\varphi^5}{5!} \right) \frac{d\varphi}{\sqrt{\varphi}}. \end{aligned}$$

Интегрируя полученные равенства и учитывая, что при  $\varphi = 0$ ,  $x = 0$  и  $y = 0$ , а также равенство (VIII.6), получаем

$$\left. \begin{aligned} x &= K_{\Pi} - \frac{K_{\Pi}^5}{40C^2} + \frac{K_{\Pi}^9}{3456C^4} \\ y &= \frac{K_{\Pi}^3}{6C} - \frac{K_{\Pi}^7}{336C^3} + \frac{K_{\Pi}^{11}}{42 \cdot 240C^5} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.10})$$

Если обозначить всю длину переходной кривой через  $L$ , то для конечной точки переходной кривой (КПК) будем иметь

$$\left. \begin{aligned} x &= L - \frac{L^5}{40C^2} + \frac{L^9}{3456C^4} \\ y &= \frac{L^3}{6C} - \frac{L^7}{336C^3} + \frac{L^{11}}{42 \cdot 240C^5} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VIII.11})$$

а угол

$$\varphi = \frac{L^2}{2C}. \quad (\text{VIII.12})$$

Так как радиус  $OB$  (см. рис. 79) перпендикулярен к линии тангенса, которая является касательной к начальной точке переходной кривой, а радиус  $OP$  — касательной, проведенной в конечной точке переходной кривой, то угол  $\varphi$  равен углу, составленному касательными, проведенными в начальной и конечной точках переходной кривой, т. е. равен углу поворота трассы на участке переходной кривой.

Из уравнения (VIII.3), если вместо  $\rho$  подставить значение  $R$ , длина переходной кривой будет

$$L = \frac{C}{R}. \quad (\text{VIII.13})$$

Однако длина переходной кривой не может быть больше такого предела, при котором центральный угол, стягивающий переходную кривую, становится больше двойной величины угла поворота круговой кривой.

Величина параметра  $C$  для переходных кривых зависит от радиусов круговых кривых и скоростей движения поездов, устанавливаемых специальным графиком движения. Чем больше параметр  $C$ , тем более полого переходная кривая, а следовательно, тем больше ее длина.

Поскольку переходная кривая вписана в трассу, то круговая кривая смещается от своего первоначально запроектированного положения на величину  $z$ . Это смещение достигается уменьшением радиуса круговой кривой при сохранении положения центра круговой кривой в той же точке  $O$ .

Если из конца  $P$  переходной кривой опустим перпендикуляр  $PE$  на линию тангенса, то отрезок  $AE$  будет представлять собой величину  $x$ , а отрезок  $EP$  — величину  $y$ . Обе величины вычисляются по формулам (VIII.11).

При расчетах и разбивках переходных и круговых кривых в натуре необходимо знать значение  $z$ , а для определения местоположения переходной кривой на трассе необходимо знать расстояние  $l_1$  между началом  $B$  круговой и началом  $A$  переходной кривой.

Точку пересечения продолжения круговой кривой, имеющей радиус  $R - z$ , с радиусом  $OB$  обозначим буквой  $N$ , а основание перпендикуляра, опущенного из точки  $P$  на линию  $OB$ , — через  $Q$ . Тогда, как показано на рис. 79,

$$z = NB = EP + QO - ON,$$

или

$$z = y + (R - z) \cos \varphi - (R - z),$$

откуда

$$z = \frac{y}{\cos \varphi} + R \left( 1 - \frac{1}{\cos \varphi} \right) = y \sec \varphi + R (1 - \sec \varphi).$$

Но

$$y = \frac{L^3}{6C} - \frac{L^7}{336C^3},$$

$$\varphi = \frac{L^2}{2C},$$

$$R = \frac{C}{L},$$

$$\sec \varphi = 1 + \frac{\varphi^2}{2} + \frac{5\varphi^4}{24},$$

или

$$\sec \varphi = 1 + \frac{L^4}{8C^2} + \frac{5L^8}{384C^4}.$$

Следовательно,

$$\begin{aligned} z = & \left( \frac{L^3}{6C} - \frac{L^7}{336C^3} \right) \left( 1 + \frac{L^4}{8C^2} + \frac{5L^8}{384C^4} \right) + \\ & + \frac{C}{L} \left( 1 - 1 - \frac{L^4}{8C^2} - \frac{5L^8}{384C^4} \right). \end{aligned} \quad (\text{VIII.14})$$

Опустив при умножении по малости члены с множителем  $C$  в знаменателе в степени, большей третьей, получим

$$z = \frac{L^3}{24C} + \frac{13L^7}{2688C^3}. \quad (\text{VIII.15})$$

Величина  $l_1$ , как показано на рис. 79, равна отрезку

$$AB = x - QP,$$

где

$$QP = (R - z) \sin \varphi.$$

Таким образом,

$$l_1 = x - (R - z) \sin \varphi, \quad (\text{VIII.16})$$

Заменяя в формуле (VIII.16)  $\sin \varphi$  его разложением в ряд до членов пятого порядка и подставляя в полученное выражение значения  $x$  и  $z$  из формул (VIII.11) и (VIII.15), а также приведенные выше значения  $R$  и  $\varphi$ , получаем, ограничиваясь членами, содержащими в знаменателе  $C$  во второй степени,

$$l_1 = \frac{L}{2} + \frac{L^5}{60C^2}. \quad (\text{VIII.17})$$

Значение

$$l_2 = x - l_1.$$

Подставляя вместо  $x$  значение (VIII.11) и вместо  $l_1$  значение (VIII.17), получаем

$$l_2 = \frac{L}{2} - \frac{L^5}{24C^2}. \quad (\text{VIII.18})$$

При движении вагона по участку круговой кривой возникает центробежная сила  $F$  (рис. 80), отталкивающая вагон в направлении

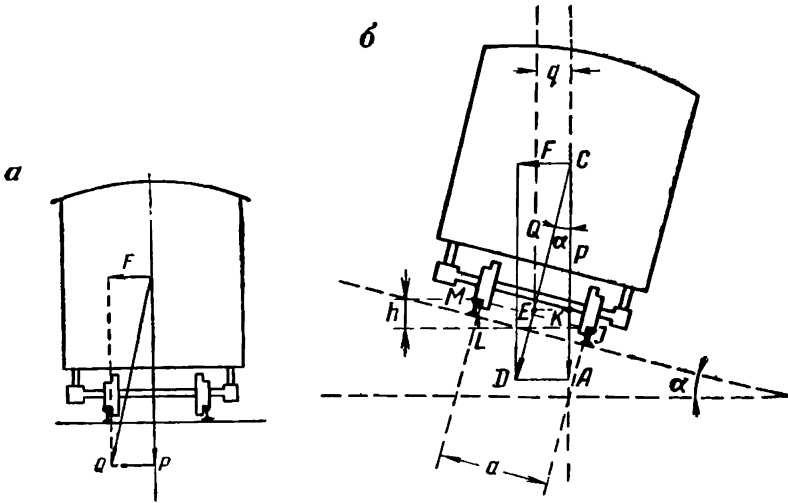


Рис. 80

от центра кривой и создающая тем самым дополнительную нагрузку на рельсы внешней нитки. Величину этой силы вычисляют по формуле

$$F = \frac{Mv^2}{R},$$

где  $M = \frac{P}{g}$  — масса;

$P$  — вес;

$g$  — ускорение силы тяжести;

$v$  — скорость движения вагона;

$R$  — радиус кривой.

Тогда

$$F = \frac{Pv^2}{gR}. \quad (\text{VIII.19})$$

Равнодействующая  $Q$  (рис. 80, *a*) веса  $P$  вагона и центробежной силы  $F$  пройдет не посередине между рельсами. Для того чтобы нагрузки на оба рельса были одинаковыми, равнодействующая  $Q$  должна проходить посередине между рельсами, а для этого наружный рельс возвышают на величину  $h$  по отношению к внутреннему.

На рис. 80, *б*

$$h = a \sin \alpha,$$

где  $a$  — расстояние между осями рельсов;

$\alpha$  — угол наклона линии, проведенной через верхние плоскости обоих рельсов.

Так как угол  $\alpha$  мал и по техническим условиям не должен превышать  $5^\circ$ , то можно допустить, что

$$h = a \operatorname{tg} \alpha. \quad (\text{VIII.20})$$

Если нагрузки на оба рельса одинаковы и равнодействующая проходит посередине между рельсами, то угол  $ACD$  также будет равен  $\alpha$ .

Поэтому

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{AD}{AC} = \frac{F}{P}.$$

Принимая во внимание (VIII.19), можно написать

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{v^2}{gR}.$$

После подстановки значения  $\operatorname{tg} \alpha$  в (VIII.20) найдем

$$h = \frac{av^2}{gR}. \quad (\text{VIII.21})$$

Поскольку ширина нормальной железнодорожной колеи  $a = 1524$  мм, а ускорение силы тяжести  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>, то

$$h_{\text{мм}} = 12,5 \frac{v^2 \text{ км/час}}{R_{\text{м}}}. \quad (\text{VIII.22})$$

Скорость  $v$  выбирают со специальных графиков движения поездов. Завышение наружного рельса от нуля в начале переходной кривой до  $h$  в конце ее распределяется пропорционально расстоянию. Следовательно, уклон наружного рельса

$$i = \frac{h}{L}. \quad (\text{VIII.23})$$

Завышение наружного рельса для любой точки переходной кривой будет

$$h_{\text{п}} = K_{\text{п}} i = K_{\text{п}} \frac{h}{L}, \quad (\text{VIII.24})$$

где  $K_n$  — длина переходной кривой от начала ее до текущей точки. Но, заменив в выражении (VIII.21) значение  $R$  через  $\rho$ , будем иметь

$$h_n = \frac{av^2}{g\rho}. \quad (\text{VIII.25})$$

Приравнивая правые части (VIII.24) и (VIII.25), находим

$$K_n i = \frac{av^2}{g\rho},$$

откуда

$$\rho = \frac{av^2}{K_n i g}. \quad (\text{VIII.26})$$

Величина  $\frac{av^2}{ig} = C$  при выбранной скорости и принятом уклоне для разгона переходной кривой является величиной постоянной и называется параметром переходной кривой.

Вследствие наклона вагона на закруглениях от завышения наружного рельса центр вагона смещается к центру кривой на величину  $q$  (см. рис. 80, б).

Следовательно, ось тоннеля по отношению к оси пути должна быть смещена к центру кривой на величину  $q$ .

Из подобных треугольников  $CEK$  и  $JLM$  можно написать

$$\frac{LM}{EK} = \frac{JM}{CE}.$$

Учитывая ранее принятые обозначения, находим

$$\frac{h}{q} = \frac{a}{b}, \quad (\text{VIII.27})$$

$$q = h \frac{b}{a}, \quad (\text{VIII.28})$$

где  $b$  — высота центра вагона над головками рельсов.

Учитывая смещение в плане круговой кривой вследствие вписывания переходной кривой и завышения наружного рельса, геодезистам при разбивках в процессе строительства тоннелей приходится иметь дело с тремя осями на круговых кривых: разбивочной осью с запроектированным радиусом  $R$ , осью пути с радиусом  $R - z$ , осью тоннеля с радиусом  $R - z - q$ .

Ось пути на участке круговой кривой смещена к центру кривой от разбивочной оси на величину  $z$ , а ось тоннеля смещена от разбивочной оси в ту же сторону на величину  $z + q$ .

Величину  $z$  определяют по формуле (VIII.15), а величину  $q$  — по формулам (VIII.22) и (VIII.28).

## § 48. Геометрические элементы трассы в профиле

Профиль запроектированной трассы представляется прямыми, имеющими уклоны (отклонения от горизонтальной плоскости), и вертикальными кривыми.

Уклоны могут быть положительными (подъем) и отрицательными (спуск). Уклон представляет собой тангенс угла наклона участка  $D$  профиля трассы к горизонту и равен отношению разности отметок конечных его точек к длине

$$i = \frac{h}{D} = \operatorname{tg} \alpha, \quad (\text{VIII.29})$$

где  $\alpha$  — угол наклона трассы.

Для более плавного перехода от одного уклона к другому вписывают вертикальные круговые кривые. Радиус вертикальных кривых обычно настолько большой, а угол перелома профиля так мал, что при сопряжениях круговых кривых с прямыми нет необходимости вписывать переходные кривые.

Для определения места расположения вертикальной кривой на проектных чертежах дается пикетажное значение точек:  $HVK$  (начало вертикальной кривой),  $\Pi$  (точка перелома профиля) и  $KVK$  (конец вертикальной кривой).

Основными элементами для разбивки вертикальных круговых кривых служат:  $R_{\text{в}}$  — радиус вертикальной кривой,  $T_{\text{в}}$  — линия тангенса вертикальной кривой,  $B$  — биссектриса и  $\omega$  — центральный угол вертикальной кривой.

Величина центрального угла вертикальной кривой зависит от величин сопрягающихся уклонов и определяется по формуле

$$\omega = \alpha_2 - \alpha_1. \quad (\text{VIII.30})$$

При подсчете угла  $\omega$  вертикальной кривой по формуле (VIII.30) углы наклона сопрягающихся линий трассы  $\alpha$  следует брать с учетом их знаков.

Биссектриса  $B$  определяется формулой

$$B = \frac{K_{\text{в}}^2}{8R_{\text{в}}}. \quad (\text{VIII.31})$$

Зависимость между основными элементами вертикальной кривой определяется формулами

$$\left. \begin{aligned} T_{\text{в}} &= R_{\text{в}} \operatorname{tg} \frac{\omega}{2} \\ \operatorname{tg} \frac{\omega}{2} &= \frac{T_{\text{в}}}{R_{\text{в}}} \\ K_{\text{в}} &= \omega R_{\text{в}} \\ \omega'' &= \frac{K_{\text{в}}}{R_{\text{в}}} \rho \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VIII.32})$$

## § 49. Геодезическая подготовка к перенесению трассы в натуру

Данные, определяющие положение запроектированной трассы в плане, указывают на проектном чертеже, называемом геометрической схемой трассы. Геометрическую схему трассы составляют в масштабе 1 : 1000.

Данные, определяющие положение трассы в профиле, указывают на основном проектном чертеже масштаба 1 : 2000, называемом укладочной схемой.

Кроме указанных основных разбивочных чертежей, составляют профиль трассы с данными, характеризующими геологическое строение (масштаб горизонтальный 1 : 2000, вертикальный 1 : 200).

Основные геодезические данные для разбивки околоствольных выработок даются на планах шахтных площадок масштаба 1 : 200.

Для детальной разбивки сооружений при строительстве тоннелей проектирующими организациями выпускается комплекс проектных чертежей, содержание которых зависит от назначения проектируемого сооружения.

На чертежах, выдаваемых проектными организациями строителям, имеются все необходимые данные, определяющие положение трассы в натуре.

Однако, учитывая особую ответственность разбивочных работ при перенесении трассы тоннеля и проекта сооружения в натуру, геодезистам необходимо выполнить вычисления и проверить соответствие указанных на проектных чертежах основных элементов трассы с вычисленными значениями.

Координаты пикетов, расположенных на круговой кривой, можно вычислить или по центральным углам и длинам радиусов, или по стягивающим хордам и углам между ними.

Центральные углы можно определить по формулам (рис. 81)

$$\gamma_1 = \frac{K_1}{R} \rho; \quad \gamma_n = \frac{K_n}{R} \rho; \quad \gamma_{нп} = \frac{K_{нп}}{R} \rho; \quad \gamma_2 = \frac{K_2}{R} \rho,$$

где  $\gamma_1$  — центральный угол при точке  $O$  между радиусами, проведенными через точку  $НKK$  и первый пикет, лежащий на кривой;  $\gamma_2$  — центральный угол между радиусами, проведенными через последний пикет, лежащий на кривой, и точку  $KKK$ ;  $\gamma_n$  — центральный угол, соответствующий нормальному пикету;  $\gamma_{нп}$  — центральный угол, соответствующий неправильному пикету;  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_n$  и  $K_{нп}$  — длины дуг, соответствующие центральным углам  $\gamma_1$ ,  $\gamma_2$ ,  $\gamma_n$  и  $\gamma_{нп}$ .

Вычисленные значения центральных углов необходимо проверить по формуле

$$\gamma_1 + n\gamma_n + \gamma_{нп} + \gamma_2 = \theta,$$

где  $n$  — количество нормальных пикетов;

$\theta$  — угол поворота трассы.



Аналогичному равенству должны удовлетворять длины круговых кривых, используемые для вычисления центральных углов, т. е.

$$K_1 + nK_{\text{п}} + K_{\text{нп}} + K_2 = K,$$

где  $K$  — длина всей круговой кривой.

В этом случае координаты пикетов вычисляют бесконтрольно.

Вычисляя координаты пикетов на кривой другим способом, т. е. по стягивающим хордам, получают более уверенные результаты,

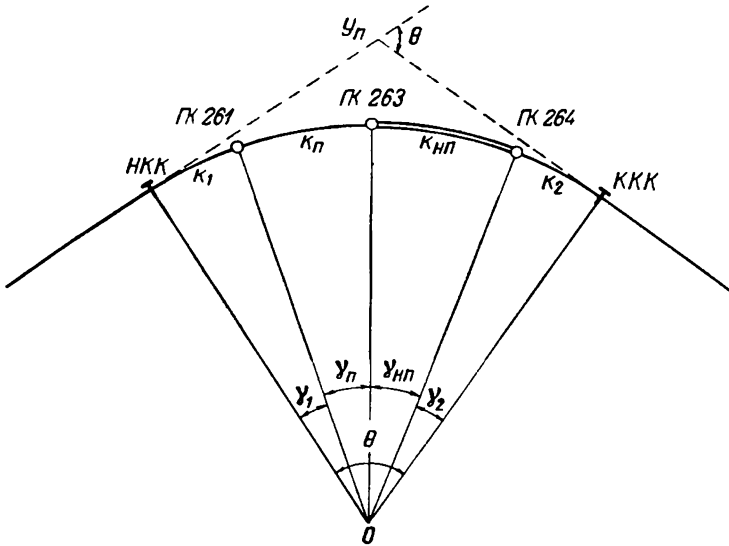


Рис. 81

контролируемые координатами точек начала и конца круговой кривой.

В качестве исходного и примычного дирекционного угла принимают дирекционные углы линий тангенса.

Как показано на рис. 81, значения углов поворота хода вычисляют по формулам:

При точке	<i>НKK</i>	угол поворота	хода равен	$180^\circ - \frac{\gamma_1}{2}$ .		
»	»	261	»	»	»	$180^\circ - \frac{\gamma_1}{2} - \frac{\gamma_{\text{п}}}{2}$ .
»	»	263	»	»	»	$180^\circ - \frac{\gamma_{\text{п}}}{2} - \frac{\gamma_{\text{нп}}}{2}$ .
»	»	264	»	»	»	$180^\circ - \frac{\gamma_{\text{нп}}}{2} - \frac{\gamma_2}{2}$ .
»	»	<i>KKK</i>	»	»	»	$180^\circ - \frac{\gamma_2}{2}$ .

Чтобы найти длины линий хода, необходимо от известных длин круговых кривых перейти к длинам стягивающих их хорд.

На рис. 82 половина длины хорды, т. е.

$$\frac{x}{2} = R \sin \frac{\gamma}{2},$$

где  $\gamma$  — угол при точке  $O$  — центре круговой кривой, следовательно,

$$x = 2R \sin \frac{\gamma}{2}, \quad (\text{VIII.33})$$

а длина кривой

$$K_x = \gamma \frac{R}{\rho}. \quad (\text{VIII.34})$$

Разность

$$K_x - x = \gamma \frac{R}{\rho} - 2R \sin \frac{\gamma}{2}. \quad (\text{VIII.35})$$

При малых углах  $\gamma$ , не превышающих  $3^\circ$ , можно разложить синус в ряд, ограничиваясь при этом вторым членом

$$\sin \frac{\gamma}{2} = \frac{\gamma}{2\rho} - \frac{\gamma^3}{48\rho^3}. \quad (\text{VIII.36})$$

Подставляя это значение в (VIII.35), находим

$$K_x - x = \gamma \frac{R}{\rho} - \frac{\gamma R}{\rho} + \frac{R\gamma^3}{24\rho^3}.$$

Заменяв  $\gamma$  через  $\frac{K}{R}$ , получим

$$K_x - x = \frac{K^3}{24R^2}. \quad (\text{VIII.37})$$

Для вычисления координат начал переходных кривых используют дирекционные углы прямых участков трассы и длины отрезков  $l_1$ , вычисляемые по формуле (VIII.17). В качестве исходных принимают координаты точек начала и конца круговых кривых.

Смещение  $z$  оси пути от разбивочной оси и смещение  $q$  оси тоннеля от оси пути вычисляют по формулам (VIII.15) и (VIII.28).

Координаты концов переходных кривых на оси пути вычисляют двумя независимыми способами: путем вычисления координат по значению угла  $\varphi$  (формула VIII.12) и длине радиуса  $R_n = R - z$ , а также пользуясь величинами  $x$  и  $y$ , вычисленными по формулам

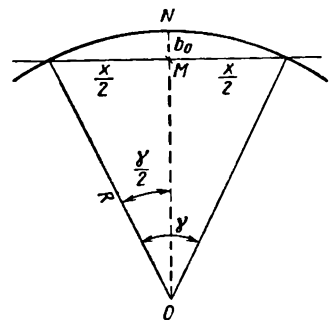


Рис. 82

(VIII.11). Исходными данными в первом случае служат дирекционный угол радиуса, проходящего через начало круговой кривой, и координаты центра круговой кривой.

Исходными данными во втором случае будут дирекционный угол прямого участка трассы и координаты начала переходной кривой.

Полученные различными путями результаты вычислений должны сходиться в пределах допущенных округлений.

Длины круговых кривых  $K$  на разбивочной кривой и на оси тоннеля  $K_T$  различны. Следовательно, перед вычислениями координат пикетов, расположенных на оси тоннеля, надо определить длину круговой кривой на оси тоннеля по формуле

$$K_T = \frac{\theta_T R_T}{\rho},$$

где

$$\theta_T = \theta - 2\varphi; \quad R_T = R - (z + g). \quad (\text{VIII.38})$$

Угол  $\theta_T$  может быть получен еще и как разность дирекционных углов радиусов, проведенных через концы переходных кривых.

### § 50. Вычисление данных для перенесения круговых кривых в натуру по хордам

Перенести ось тоннеля или ось пути в натуру строго по математической кривой очень трудно. Практически перенесение оси трассы в натуру на кривом участке осуществляется по ломаному контуру, состоящему из прямых линий и углов поворота. В качестве прямых линий выбирают или хорды, или секущие. Чем длиннее выбраны хорды для перенесения в натуру оси пути или тоннеля, тем меньше этих хорд в пределах кривой определенной длины. Следовательно, увеличение длин хорд ведет к сокращению разбивочных работ. Однако чем длиннее хорда, тем больше величина стрелки прогиба и тем дальше точки, лежащие на хорде (особенно в середине ее), отходят от круговой кривой, которую переносят в натуру.

При выборе длины хорды для разбивки круговой кривой за основу принимают величину максимального отклонения точек кривой от хорды, т. е. величину стрелки прогиба в середине хорды.

Выведем зависимость между длиной хорды  $x$  и стрелкой прогиба  $b_0$  в ее середине.

На рис. 82

$$b_0 = NM = R - R \cos \frac{\gamma}{2},$$

откуда

$$b_0 = R \left( 1 - \cos \frac{\gamma}{2} \right). \quad (\text{VIII.39})$$

Разлагая  $\cos \varphi$  в ряд до членов второго порядка

$$b_0 = \left( \frac{R\gamma^2}{8\rho^2} \right). \quad (\text{VIII.40})$$

Если длину кривой, которую стягивает хорда  $x$ , обозначим через  $K_x$ , то получим

$$\gamma = \frac{K_x}{R} \rho. \quad (\text{VIII.41})$$

Подставляя значение  $\frac{\gamma}{2}$  в формулу (VIII.40), находим

$$b_0 = \frac{K_x^2}{8R}. \quad (\text{VIII.42})$$

Для приближенных подсчетов длину хорды можно принять равной длине дуги. Тогда

$$b_0 = \frac{x^2}{8R}. \quad (\text{VIII.43})$$

Из (VIII.43) легко определить длину  $x_{\text{пр}}$  такой хорды, при которой стрелка прогиба не превышала бы величины  $b_{\text{max}}$

$$x_{\text{пр}} = \sqrt{8Rb_{\text{max}}} = 2,8 \sqrt{Rb_{\text{max}}}. \quad (\text{VIII.44})$$

Для перенесения круговой кривой по хордам необходимо вычислить координаты концов хорд. Это возможно сделать двумя способами:

1. Кривую переносят в натуру равными хордами так, чтобы все хорды в пределах разбиваемой круговой кривой имели одинаковую длину с точностью до миллиметра.

2. Ставят условие, чтобы длина хорды имела целое число метров; тогда в конце кривой длина хорды будет отличаться от принятой длины хорды для разбивки кривой.

При условии равенства длин хорд в пределах всей круговой кривой приближенную длину их рассчитывают по формуле (VIII.44), а затем, пользуясь приближенной длиной хорды, подсчитывают приближенное количество хорд  $n'$  по формуле

$$n' = \frac{K}{x_{\text{пр}}},$$

где  $K$  — длина круговой кривой.

Далее устанавливают количество хорд  $n$ , выражающееся целым числом. Чтобы максимальное значение стрелки прогиба не превышало принятой величины, полученное значение  $n'$  округляют до ближайшего большего целого числа. После этого подсчитывают длину кривой, соответствующую длине принятой хорды, по формуле

$$K_x = \frac{K}{n}.$$

Для вычисления координат концов хорд путем введения поправок, вычисленных по формуле (VIII.37), переходят от длины кривой к длине хорды и по обычным формулам вычисляют центральные углы  $\gamma$ , стягивающие хорды.

Координаты концов хорд вычисляют по ходу, составленному из хорд. При этом угол поворота между радиусом и первой хордой, а также угол поворота между последней хордой и радиусом равны  $90^\circ - \frac{\gamma}{2}$ ; углы поворота, обращенные к центру кривой, между последующими хордами равны  $180^\circ - \gamma$ .

В некоторых случаях рационально перенести оси круговой кривой в натуру по хордам, имеющим целое число метров. Это особенно выгодно тогда, когда возможно установить длину хорды равной 20 или 24 м или кратную этим значениям. В этом случае для вычисления координат концов хорд по выбранной их длине подсчитывают длину кривой, которая стягивается хордой, затем подсчитывают количество хорд и длину кривой, охваченную хордами установленной длины. После этого по ранее приведенным формулам вычисляют центральный угол, соответствующий остатку кривой, и от длины остатка кривой переходят к длине последней хорды.

### § 51. Вычисление данных для перенесения круговых кривых в натуру по секущим

Для уменьшения объема разбивочных работ и повышения точности их целесообразно переносить в натуру круговые кривые по секущим.

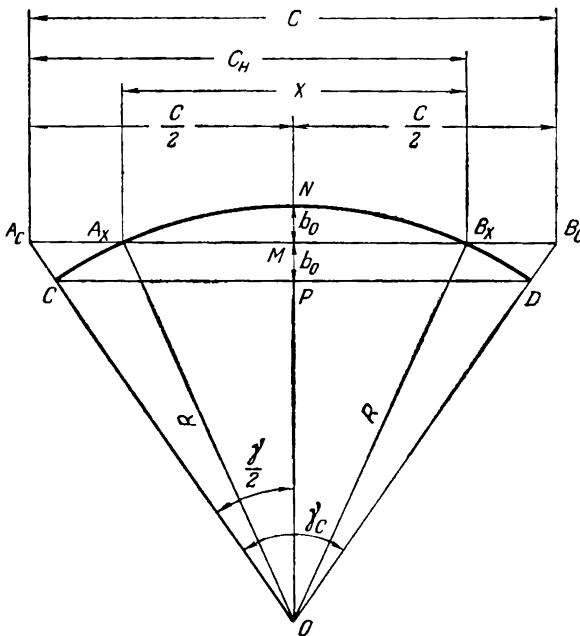


Рис. 83

Длина секущей принимается такой, чтобы отклонение концов секущих  $b_0$  от круговой кривой не превышало величины отклонения кривой от середины секущей (рис. 83).

Выведем зависимость между длиной всей секущей и ее хордой. Обозначим секущую  $A_c B_c$  через  $c$ , а ее хордовую часть  $A_x B_x$  — через  $x$ .

Поставим условие:  $NM = A_c c = B_c D = b_0$ , тогда  $NP = 2b_0$ .

Примем, что длина хорды  $CD$  равна длине секущей  $C$ , и, учитывая равенство (VIII.43), можно написать

$$2b_0 = \frac{c^2}{8R},$$

откуда

$$b_0 = \frac{c^2}{16R}. \quad (\text{VIII.45})$$

Но исходя из того, что длина линии  $A_x B_x = x$ , будем иметь

$$b_0 = \frac{x^2}{8R}. \quad (\text{VIII.46})$$

Приравнивая правые части равенств (VIII.45) и (VIII.46), находим

$$c = x\sqrt{2} \quad (\text{VIII.47})$$

Таким образом, при одном и том же отклонении круговой кривой от разбивочной линии длина секущей будет в  $\sqrt{2}$  раз больше длины хорды.

Следовательно,

$$c = 1,414x; \quad x = 0,707c.$$

Для упрощения вычислений примем

$$x = 0,7c. \quad (\text{VIII.48})$$

Тогда сумма внешних концов секущей будет

$$A_c A_x + B_c B_x = 0,3c,$$

а каждый внешний конец равен  $0,15c$ , так как  $A_c A_x = B_c B_x$ .

Вследствие того, что коэффициент при  $c$  округлен до десятых долей, несколько нарушается равенство отклонений средней и конечных точек секущей от кривой, но это практического значения не имеет.

Схема перенесения круговой кривой в натуру по секущим изображена на рис. 84, на котором для большей выразительности секущие  $HKK-1c$ ,  $1c-2c$  . . . показаны изогнутыми. Первая и последняя разбивочные линии, называемые неполными секущими и примыкающие к началу и концу круговой кривой, состоят из хордовой части секущей и одного ее внешнего конца.

Длина неполной секущей

$$c_n = 0,7c + 0,15c = 0,85c. \quad (\text{VIII.49})$$

Длина всех разбивочных линий как сумма полных и неполных секущих будет

$$S = cn + 2c_n = c(n + 1,7),$$

или

$$n = \frac{S}{c} - 1,7, \quad (\text{VIII.5})$$

где  $n$  — число полных секущих.

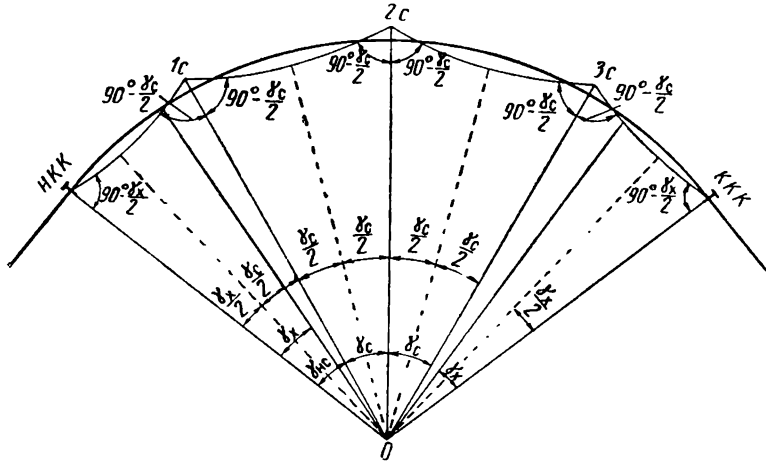


Рис. 84

Если число всех секущих, полных и неполных, обозначим через  $m$ , то

$$S = mc - 0,3c = c(m - 0,3),$$

а следовательно,

$$m = \frac{S}{c} + 0,3. \quad (\text{VIII.51})$$

Чтобы вычислить координаты концов секущих, необходимо от длины дуги, соответствующей полной или неполной секущей, перейти к длине секущей.

Для вывода формул обратимся к рис. 84. Длина полусекущей

$$\frac{c}{2} = (R - b_0) \operatorname{tg} \frac{\gamma c}{2},$$

где  $b_0$  — стрелка прогиба в середине секущей,

или

$$c = 2(R - b_0) \operatorname{tg} \frac{\gamma c}{2}. \quad (\text{VIII.52})$$

Известно, что

$$b_0 = \frac{c^2}{16R}. \quad (\text{VIII.53})$$

Подставляя значение  $b_0$  в (VIII.52), получаем

$$c = 2 \left( R - \frac{c^2}{16R} \right) \operatorname{tg} \frac{\gamma_c}{2} = 2R \operatorname{tg} \frac{\gamma_c}{2} - \frac{c^2}{8R} \operatorname{tg} \frac{\gamma_c}{2}. \quad (\text{VIII.54})$$

Заменяя  $\operatorname{tg} \frac{\gamma_c}{2}$  его разложением в ряд и ограничиваясь членами четвертого порядка, получаем

$$c = \frac{2R\gamma_c}{2\rho} + \frac{2R\gamma_c^3}{24\rho^3} - \frac{c^2\gamma_c}{16R\rho} - \frac{c^2}{192R} \cdot \frac{\gamma_c^3}{\rho^3}. \quad (\text{VIII.55})$$

Значение угла  $\gamma_c$  можно выразить через длину дуги

$$\gamma_c = \frac{K_c}{R} \rho,$$

тогда

$$c = K_c + \frac{2K_c^3}{24R^2} - \frac{c^2K_c}{16R^2} - \frac{c^2K_c^3}{192R^4}. \quad (\text{VIII.56})$$

Заменяя в малых по величине третьем и четвертом членах правой части этого равенства  $c$  через  $K_c$ , находим

$$c = K_c + \frac{K_c^3}{12R^2} - \frac{K_c^3}{16R^2} - \frac{K_c^5}{192R^4},$$

или

$$c = K_c + \frac{K_c^3}{48R^2} - \frac{K_c^5}{192R^4}. \quad (\text{VIII.57})$$

При длинах секущих, применяемых для перенесения кривых участков трассы в натуру, последний член правой части равенства (VIII.57) можно опустить, тогда искомая поправка для перехода от длины дуги к секущей примет вид

$$K_c - c = - \frac{K_c^5}{48R^2}. \quad (\text{VIII.58})$$

Таким образом, секущая, у которой концы и середина удалены от кривой на одну и ту же величину, длиннее дуги кривой, соответствующей этой секущей, на величину  $\frac{K^3}{48R^2}$ .

Выведем формулу для перехода от длины неполной секущей к длине дуги, соответствующей ей.

На рис. 84 неполная секущая равна половине хорды плюс половина полной секущей. Поэтому поправка для перехода от длины неполной секущей к длине соответствующей ее дуги равна половине поправки за переход от хорды к длине дуги и плюс половина поправки за переход от длины полной секущей к дуге. Следовательно, на основании ранее выведенных формул (VIII.37) и (VIII.58) можно написать

$$K_{сн} - c_n = \frac{K_n^3}{2 \cdot 24R^2} - \frac{K_n^5}{2 \cdot 48R^2}.$$



На основании (VIII.48)  $K_x$  заменим через  $0,7 K_c$ , тогда

$$K_{сн} - c_n = \frac{0,34K_c^3}{48R^2} - \frac{K_c^3}{96R^2} = \frac{K_c^3}{144R^2} - \frac{K_c^3}{96R^2},$$

$$K_{сн} - c_n = \frac{2-3}{288} \cdot \frac{K_c^3}{R^2} = -\frac{K_c^3}{288R^2}. \quad (\text{VIII.59})$$

Все вычисления для перенесения круговой кривой в натуру по секущим выполняют в такой последовательности:

а) вычисляют приближенную длину секущей по формуле \*

$$c_{пр} = 4 \sqrt{b_0 R};$$

б) определяют приближенное число всех секущих (полных и неполных)

$$m' = \frac{K}{c_{пр}} + 0,3;$$

в) устанавливают число секущих путем округления величины  $m'$  до ближайшего большего целого числа;

г) определяют длину дуги  $K_c$ , соответствующей полной секущей, по формуле

$$K_c = \frac{K}{m - 0,3};$$

д) вычисляют длины дуг, соответствующих длине хорды и длине неполной секущей

$$K_x = 0,7K_c,$$

$$K_{нс} = 0,85K_c;$$

вычисленные величины проверяют по формуле

$$nK_c + 2K_{нс} = K;$$

е) вычисляют центральные углы, соответствующие секущей, неполной секущей и хорде

$$\gamma_c = \frac{K_c}{R} 206\,265,$$

$$\gamma_{нс} = \frac{K_{нс}}{R} 206\,265 = 0,85\gamma_c,$$

$$\gamma_x = \frac{K_x}{R} 206\,265 = 0,70\gamma_c;$$

вычисленные углы проверяют по формуле

$$n\gamma_c + 2\gamma_{нс} = \theta,$$

где  $\theta$  — угол поворота;

\* Формула получена путем преобразования выражения (VIII.45).

ж) переходят от длин дуг соответственно к секущей и неполной секущей

$$c = K_c + \frac{K_c^2}{48R^2},$$

$$c_n = K_{nc} + \frac{K_c^2}{288R^2};$$

з) вычисляют координаты концов секущих по ходу от *НKK* до *KKK*, образованному прямыми линиями.

Углы поворота при точках *НKK* и *KKK* (см. рис. 84) равны  $90^\circ - \frac{\gamma_x}{2}$ , а углы поворота между смежными секущими равны  $180^\circ - \gamma_c$ .

### § 52. Вычисление данных для перенесения переходных кривых в натуру

Переходные кривые могут быть перенесены в натуру одним из двух наиболее распространенных способов:

1) от линии тангенса по величинам  $x$  и  $y$ , которые вычисляют по формулам (VIII.11);

2) от хорды, стягивающей начало и конец переходной кривой.

Для применения второго способа необходимо знать величину стрелок прогиба переходной кривой от стягивающей хорды.

Выведем эти формулы. Если направление оси  $x$  принять совпадающим с линией тангенса, а начало координат — с точкой *НПК*, то положение каждой точки переходной кривой определяют по формулам, аналогичным (VIII.11), удерживая первые члены ряда

$$x_n = l - \frac{l^5}{40C^2},$$

$$y_n = \frac{l^3}{6C},$$

где  $l$  — длина переходной кривой от начала до текущей точки.

Координаты конечной точки переходной кривой *КПК* определяют по формулам

$$x = L - \frac{L^5}{40C^2},$$

$$y = \frac{L^3}{6C},$$

где  $L$  — длина всей переходной кривой.

Повернем ось  $x$  на угол  $\beta$  (рис. 85) до совпадения ее с направлением замыкающей *НПК—КПК*. Тогда величины  $y'$  будут соответствовать значениям стрелок прогиба переходной кривой, но с обратным знаком.

Следовательно, после поворота оси

$$y' = -x_n \sin \beta + y_n \cos \beta,$$

а значение стрелки прогиба переходной кривой

$$b_n = -y' = x_n \sin \beta - y_n \cos \beta. \quad (\text{VIII.60})$$

Для определения угла  $\beta$  можно написать

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{y}{x}.$$

Переходные кривые на путях в тоннелях применяются с большими параметрами  $C$ , поэтому угол  $\beta$  будет всегда мал и не

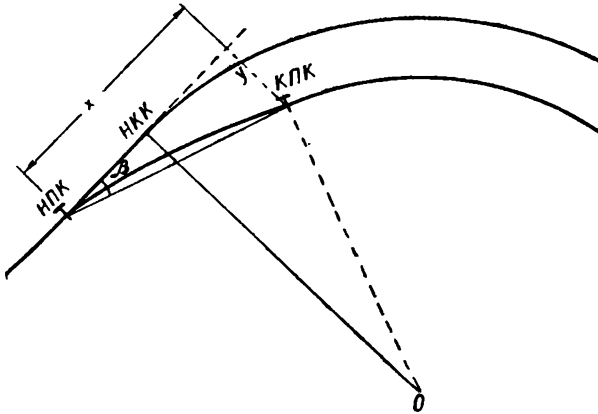


Рис. 85

превысит  $3^\circ$ . При этих условиях формулу (VIII.60) можно представить в виде

$$\beta'' = \frac{y}{x} \rho. \quad (\text{VIII.61})$$

Кроме того, учитывая, что стрелки прогиба переходной кривой представляют собой малые величины, при выводах формул для определения стрелок прогиба переходной кривой ограничимся только первыми членами разложения тригонометрических функций в ряд, т. е.

$$\left. \begin{aligned} \sin \beta &= \frac{\beta''}{\rho} = \operatorname{tg} \beta = \frac{y}{x} \\ \cos \beta &= 1 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VIII.62})$$

Примем:  $x = L$  и  $x_n = l$ , тогда на основании (VIII.61) и (VIII.62) формула (VIII.60) примет вид

$$b_n = l \frac{y}{x} - \frac{l^3}{6C}. \quad (\text{VIII.63})$$

После подстановки значений  $y$  и  $x$  получим

$$b_n = \frac{l}{6C} L^2 - \frac{l^3}{6C} = \frac{l^3}{6C} \left( \frac{L^2}{l^2} - 1 \right) \quad (\text{VIII.64})$$

или

$$b_n = \frac{1}{3} l \left( \frac{L^2}{2C} - \frac{l^2}{2C} \right).$$

Величины  $\frac{L^2}{2C}$  и  $\frac{l^2}{2C}$  могут быть выбраны из таблиц поправок за наклон мерного прибора при измерениях линий [21].

Расчеты для переноса в натуру переходной кривой выполняют для точек, расположенных через каждые 2 м кривой, двумя различными способами:

от линии тангенса по формулам

$$x_n = l - \frac{l^3}{40C^2}; \quad y_n = \frac{l^3}{6C} - \frac{l^7}{336C^3};$$

от стягивающей хорды по формулам

$$b_n = \frac{l^3}{6C} \left( \frac{L^2}{l^2} - 1 \right) = y \left( \frac{L^2}{l^2} - 1 \right).$$

### § 53. Вычисление данных для перенесения профиля трассы в натуру

На рис. 86 показана часть проектного чертежа профиля трассы, именуемого укладочной схемой. Обычно укладочные схемы для левого и правого путей совмещают на одном чертеже.

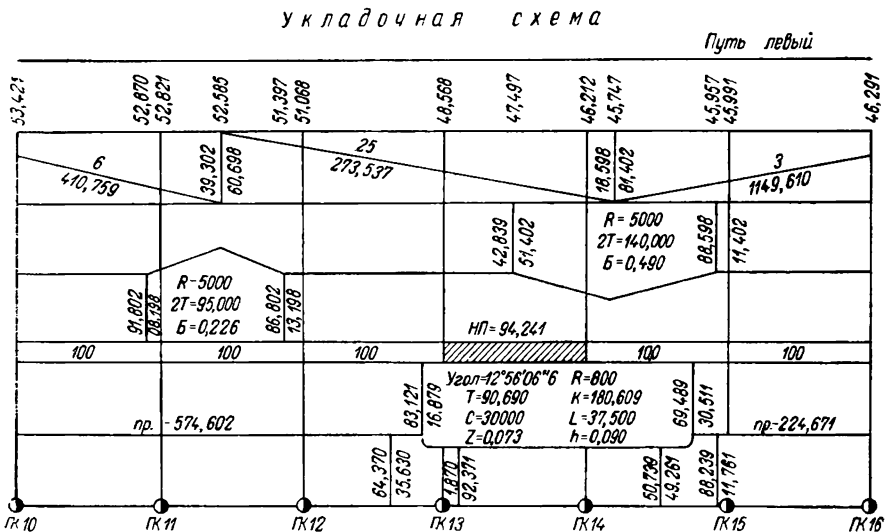


Рис. 86

Цифровые данные, расположенные выше линии, на которой подписаны пикеты, относят к левому пути, а ниже этой линии — к правому пути.

На прямом участке трассы выписанные отметки относятся к головке рельса, а на кривом — к средней отметке между отметками внутреннего и наружного возвышенного рельса. На укладочной схеме, которую составляют в масштабе 1 : 2000, выписывают пикетажные значения всех характерных точек профиля и плана трассы, а также значения всех основных элементов ее.

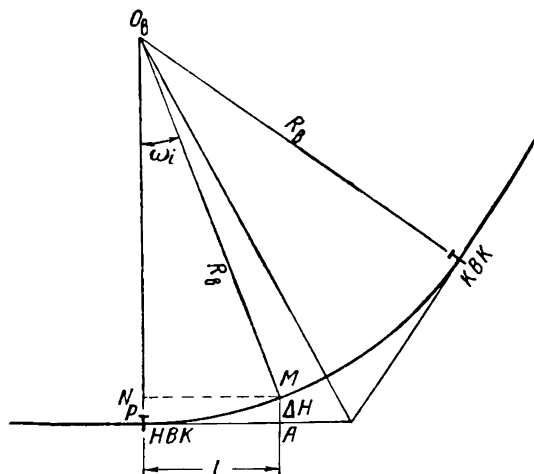


Рис. 87

вых, круговых и переходных кривых — через каждые 2 м.

В пределах вертикальных кривых вычисляют поправки  $\Delta H$  (рис. 87) для перехода от точек, лежащих на линиях тангенсов, на вертикальную кривую, применяя формулу

$$\Delta H = \frac{K_b^2}{2R_b}. \quad (\text{VIII.65})$$

Так как вертикальные кривые обычно проектируются с большими радиусами, то без заметных искажений можно дугу  $PM = K_b$  заменить отрезком по линии тангенса  $AP = NM = l$ ; тогда получим

$$\Delta H = \frac{l^2}{2R_b}. \quad (\text{VIII.66})$$

Знак поправки  $\Delta H$  соответствует знаку угла  $\omega_i$ , вычисляемому по формуле (VIII.30). Если после точки перегиба профиля происходит увеличение подъема или уменьшение уклона, то поправки  $\Delta H$  вводят со знаком плюс. При уменьшении подъема или увеличении уклона поправкам  $\Delta H$  придается знак минус. Знак поправки  $\Delta H$  рекомендуется проверить графически.

## § 54. Схема построения планового геодезического обоснования на поверхности

Основным плановым геодезическим обоснованием для перенесения в натуру запроектированной трассы тоннеля и всех сооружений служит тоннельная триангуляция или трилатерация.

Для сгущения точек планового обоснования, получаемого методом триангуляции или трилатерации, строят основную полигонометрическую сеть или прокладывают полигонометрический ход.

Если местные условия позволяют расположить пункты триангуляции в непосредственной близости к стволам шахт, то надобность в проложении сплошной основной полигонометрической сети вдоль запроектированной трассы отпадает. В этом случае основную полигонометрическую сеть развивают только в районах шахтных площадок, в местах скважин, запроектированных по трассе между стволами и шахтными площадками, и в местах расположения различных сооружений, связанных с трассой единой системой координат.

В тех местах, где по местным условиям триангуляцию строить экономически нецелесообразно, геодезическое обоснование можно создавать построением полигонометрических сетей или проложением полигонометрических ходов.

Для передачи координат от пунктов основной полигонометрии к стволам прокладывают сети подходной полигонометрии в виде отдельных ходов системы ходов или замкнутых полигонов, опирающихся на пункты основной полигонометрической сети.

Общая схема планового геодезического обоснования, прокладываемого для сооружения тоннелей метрополитена, изображена на рис. 88.

От точек подходной полигонометрической сети координаты передают в подземные выработки через стволы шахт. Дирекционные углы сторон подходной полигонометрической сети имеют недостаточную точность для ориентирования подземной геодезической основы, поэтому во всех случаях стремятся передачу дирекционного угла с поверхности в подземные выработки произвести непосредственно от сторон триангуляции или в крайнем случае от линий основной полигонометрической сети.

Процесс передачи через стволы или вертикальные скважины дирекционного угла и координат с поверхности в подземные выработки называется *о р и е н т и р о в а н и е м*.

При сооружении тоннелей через порталы или боковые штольни надобность в ориентировании отпадает и подземная полигонометрия является продолжением ходов основной полигонометрии, привязанных к пунктам триангуляции. В этих случаях триангуляционные пункты располагают возможно ближе к входам в тоннель (порталы, боковые штольни) и так, чтобы была обеспечена видимость на два-три других пункта триангуляции.

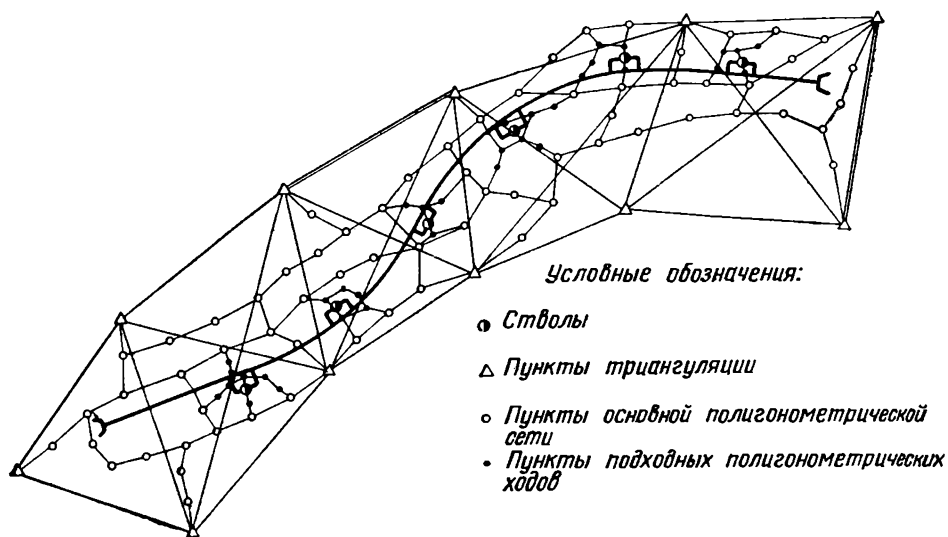


Рис. 88

По мере продвижения забоя вперед в подземных выработках для выхода от ствола на трассу прокладывают ходы подходной подземной полигонометрии, координаты и дирекционный угол для которой передаются с поверхности.

По трассе вслед за движущимся вперед забоем прокладывают ходы сначала рабочей полигонометрии со сравнительно короткими сторонами, затем основной подземной полигонометрии со сторонами длиной 50—100 м.

При сооружении длинных тоннелей и больших расстояниях между стволами для повышения точности передачи дирекционного угла от приствольной линии к забою прокладывают главные ходы подземной полигонометрии. Пункты главных полигонометрических ходов совмещают с пунктами ходов основной подземной полигонометрии через две-три стороны.

С точки ходов рабочей и основной подземной полигонометрии задается направление забоя, а также выполняются все текущие разбивки подземных сооружений в процессе строительства.

### § 55. Схема построения высотного геодезического обоснования

Сбойка встречных выработок в профиле имеет не меньшее значение, чем в плане. Для обеспечения подземных сбоек в профиле создается высотное геодезическое обоснование, в качестве которого служат нивелирные сети. Класс нивелирных сетей при создании

высотного геодезического обоснования для перенесения проекта профиля трассы и всех сооружений в натуру выбирают в зависимости от длины тоннеля и длин встречных подземных выработок, предусмотренных проектом.

Для обеспечения требуемой точности сбойки по высоте в большинстве случаев, даже при сравнительно длинных тоннелях (до 5 км), достаточно на поверхности иметь нивелирную сеть IV класса. Однако нивелирные точки, имеющие надежные отметки, необходимы не только для обеспечения подземной сбойки в профиле, но и для наблюдения за осадками поверхности, происходящими под действием подземных работ, а также для правильного учета размера и интенсивности этих осадков, поэтому при строительстве тоннелей на поверхности прокладывают нивелирные сети III класса.

На территории городов нивелирные сети, построенные для сооружения тоннелей метрополитенов, опираются на марки нивелирования II класса, имеющиеся в городе.

На незастроенных территориях при строительстве железнодорожных, гидротехнических и других тоннелей нивелирные ходы и сети III класса служат первичным высотным геодезическим обоснованием. Нивелирные ходы III класса, прокладываемые вне городов для сооружений тоннелей, привязывают к маркам и реперам I, II и III классов государственных нивелирных сетей. При отсутствии указанных марок и реперов (как на территории работ, так и вблизи нее) нивелирные ходы III класса, проложенные для сооружения тоннеля, привязывают к нескольким реперам, установленным при изысканиях и съёмочных работах. В качестве исходной принимается отметка одного из указанных реперов (отметки остальных реперов служат для контроля), а нивелирная сеть уравнивается как свободная.

Реперы, закрепленные у двух смежных стволов или порталов, с которых передают отметки в подземные выработки для ведения по высоте встречных забоев, должны быть на поверхности надежно связаны двумя независимыми нивелирными ходами.

При строительстве метрополитенов в городах нивелирные сети III класса, развиваемые для строительства тоннеля, представляют собой вытянутую систему замкнутых полигонов, охватывающую всю полосу возможной деформации. От реперов нивелирования III класса отметки передают к стволам шахт, а затем через стволы в подземные выработки.

При сооружении тоннеля через портал отметку в подземные выработки передают непосредственным продолжением нивелирного хода, идущего на поверхности от репера нивелирования III класса.

Переданные отметки в подземные выработки закрепляют реперами. По мере продвижения забоя вперед в подземных выработках закрепляют новые реперы, отметки которых определяют нивелированием IV класса, а при удалении забоя от ствола более чем на 1 км, и в других случаях, вызванных той или иной необходимостью, выполняют нивелирование III класса.



## ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ НА ДНЕВНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

§ 56. Виды несбойки и расчет допусков для построения  
планового и высотного обоснования

Основная задача геодезистов при сооружении тоннелей — обеспечить сбойки встречных подземных сооружений.

Если тоннель сооружается от двух стволов  $A$  и  $B$  (рис. 89) при движении одного забоя навстречу другому, то под влиянием ошибок в геодезических работах и разбивках при встрече тоннельных обделок получим расхождение.

Предположим, что точка  $M$  проекта обделки при сооружении тоннеля со стороны ствола  $A$  в натуре оказалась в точке  $M_A$ , а та же точка проекта при сооружении тоннеля со стороны ствола  $B$  оказалась в точке  $M_B$ . Тогда линия  $M_A M_B$  будет представлять величину несбойки  $Q$  обделки тоннеля в точке  $M$ . Аналогично этому, если точка  $O$ , расположенная в проектном положении на оси тоннеля, при разбивке оси в натуре от ствола  $A$  окажется в точке  $O_A$ , а при разбивках со стороны ствола  $B$  окажется в точке  $O_B$ , то линия  $O_A O_B$  будет представлять собой несбойку рабочих осей встречных выработок, которую обозначим через  $q$ . Несбойка  $Q$  обуславливается влиянием ошибок геодезического обоснования, ошибок в разбивочных работах, отклонением сооружений от разбивочных линий, закрепленных в натуре, и влиянием деформаций сооружений как в процессе строительства, так и в течение предэксплуатационного периода, в то время как величина несбойки  $q$  в основном обуславливается только ошибками наземного и подземного геодезического обоснования. Поэтому в общем случае величина  $Q$  больше величины  $q$ .

Размер допустимой величины  $Q$  определяется габаритным запасом, предусмотренным проектом. Если величина фактической несбойки в обделке тоннеля больше допустимой, т. е. больше габаритного запаса, то в железнодорожных тоннелях поезда не пройдут и потребуются переделка тоннелей, что связано с большим расходом средств.

Получив размер допустимой несбойки в осях встречных выработок, геодезист должен рассчитать, с какой точностью необходимо выполнить измерения как на поверхности, так и под землей (триангуляция, основная полигонометрия, ориентировка, подземная полигонометрия, нивелирные работы на поверхности и под землей).

Несбойку в осях поднимаемых выработок  $q$  можно разложить на три составляющих: поперечную несбойку  $q_u$ , продольную несбойку  $q_t$  и несбойку по высоте  $q_h$ .

При строительстве прямолинейных тоннелей продольная несбойка  $q_t$  имеет менее существенное значение, чем поперечная несбойка  $q_u$ . При строительстве криволинейных тоннелей встречными забоями поперечная несбойка  $q_u$  и продольная несбойка  $q_t$  приобретают одинаковое значение.

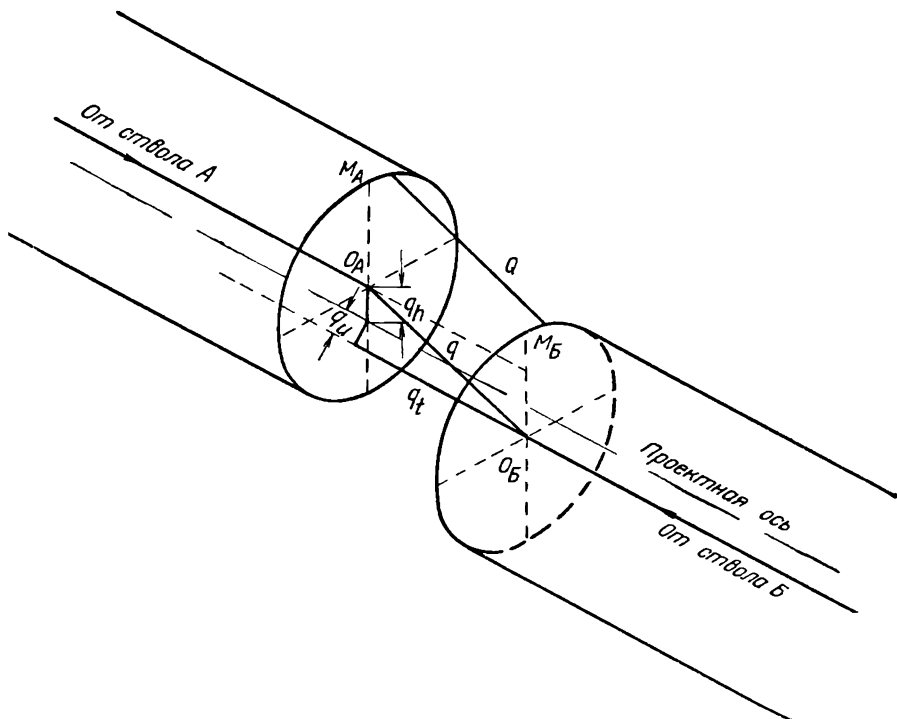


Рис. 89

Имеющимися техническими средствами при установившихся способах сооружения тоннелей сбойку встречных тоннелей по высоте можно осуществить точнее, чем в плане.

При создании геодезического обоснования для сооружения тоннелей, учитывая особую ответственность этих работ, во всех стадиях производства выполняют многократные измерения, из которых за окончательные результаты берут средние значения. Так, например, углы в триангуляции измеряют дважды в различных условиях установленным числом приемов; все углы и линии в полигонометрических ходах на поверхности измеряют не менее чем два раза; в подземной полигонометрической сети производят многократное измерение углов и т. д.

Из результатов повторных измерений выбирают для вычисления средних значений только те, расхождения между которыми не превышают довольно жестко установленные допуски. При наличии расхождений, близких к предельно допустимым, производят дополнительные измерения.

При таком положении, когда выборка результатов измерений производится при жестком допуске между первичным и повторным измерением, можно предположить, что результаты средних значений не содержат случайных ошибок по величине, превышающих двойную среднюю квадратическую ошибку, установленную инструкцией для

того или иного класса точности измерений.

Рассмотрим случай, когда обделка части тоннеля, сооружаемой от ствола *A*, под влиянием ошибок геодезического обоснования, строительных ошибок и деформации конструкции заняла положение *aa<sub>1</sub>* (рис. 90), смещенное по отношению к проектной оси тоннеля, а обделка части тоннеля, сооружаемой от ствола *B*,

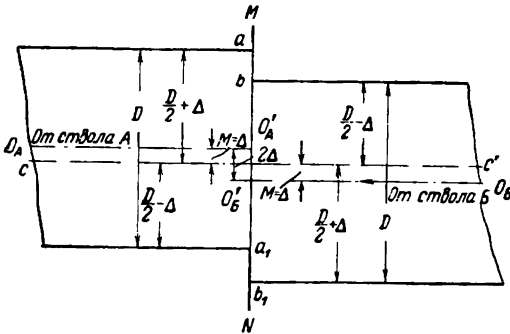


Рис. 90

под действием тех же факторов сместилась в обратную сторону по отношению к проектной оси и заняла положение *bb<sub>1</sub>*.

Обделка тоннеля, сооружаемого как в направлении от ствола *A*, так и от ствола *B*, собирается от рабочих разбивочных осей *O<sub>A</sub>—O'<sub>A</sub>* и *O<sub>B</sub>—O'<sub>B</sub>*. Для того чтобы в месте сбойки окончательная ось, положение которой в натуре определяется от уравновешенных полигонометрических ходов после сбойки, ближе расположилась к рабочим осям, из двух значений координат точек ходов рабочей полигонометрии, полученных по ходам, идущим от стволов *A* и *B*, берут средние значения, которые принимают в качестве исходных при уравновешивании подземной полигонометрической сети. При таком уравновешивании окончательная ось, от которой будут в дальнейшем укладывать железнодорожные пути, займет в месте сбойки среднее положение между рабочими осями *O<sub>A</sub>—O'<sub>A</sub>* и *O<sub>B</sub>—O'<sub>B</sub>*.

Если уклонение обделок или осей встречных выработок в направлении линии *NM* от окончательной оси *cc'* обозначим через  $\Delta$ , то точки обделки *a* и *b<sub>1</sub>* будут удалены от оси *cc'* на величину  $\frac{D}{2} + \Delta$ , где *D* — диаметр сооружаемого тоннеля. Точки *b* и *a<sub>1</sub>* будут расположены на расстоянии  $\frac{D}{2} - \Delta$  от оси *cc'*.

Следовательно, если проектом предусмотрено допустимое предельное отклонение обделки тоннеля от окончательного его положения,

равное  $\Delta$ , то расхождение рабочих осей двух встречных тоннелей можно допустить равным  $2\Delta$ . Поэтому установленную проектом предельную величину отклонения оси тоннеля от окончательного ее положения при расчетах точности можно рассматривать как среднее квадратическое уклонение рабочих осей выработок от проекта.

Рассчитаем величину средней квадратической ошибки, которую можно допустить в положении рабочей оси в плоскости сбойки, если для тоннеля с тубинговой обделкой величина  $\Delta$ , заданная проектом, равна 100 мм.

На отклонение точек тубинговой обделки от проекта влияют ошибки планового, а также высотного геодезического обоснования, отклонение колец от рабочей оси при укладке их, отклонение геометрической формы колец от проектной (эллиптичность) и деформация колец под влиянием горного давления.

Размеры влияний указанных ошибок обозначим соответственно через  $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$  и  $\tau_5$ .

Можно положить, что влияние ошибок высотного обоснования на общую величину несбойки будет в два раза меньше, чем планового, т. е.  $\tau_2 = 0,5\tau_1$ .

Примем  $\tau_3 = \tau_4 = \tau_5 = 50$  мм. Общая величина уклонения обделки тоннеля от проектного положения определяется по формуле

$$Q = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2 + \tau_3^2 + \tau_4^2 + \tau_5^2}. \quad (\text{IX.1})$$

Подставляя в эту формулу вместо  $Q$  величину  $\Delta = 100$  мм, а вместо  $\tau$  указанные выше их значения, получаем

$$100^2 = \tau_1^2 + 0,25\tau_1^2 + 50^2 + 50^2 + 50^2,$$

откуда

$$1,25\tau_1^2 = 2500 \text{ или } \tau_1 = 45 \text{ мм.}$$

Таким образом, вследствие ошибок планового геодезического обоснования на поверхности и под землей можно допустить несбойку 45 мм, а вследствие ошибок высотного обоснования — 22,5 мм.

Величины  $\Delta, \tau_3, \tau_4$  и  $\tau_5$  могут быть иными, чем указанные выше. Эти величины даются в техническом проекте и обеспечиваются установленными техническими допусками для строительных работ.

Перейдем к расчету допустимого влияния ошибок отдельных видов геодезических работ, входящих в состав геодезического обоснования, на величину несбойки встречных рабочих осей при сооружении тоннелей. Влияние на несбойку ошибок измерения в ходах подходной полигонометрии как на поверхности, так и под землей не зависит от расстояния между двумя смежными стволами, и по величине это влияние значительно меньше, чем влияние ошибок ориентировки и измерения в ходах подземной полигонометрии, прокладываемых по трассе.

Кроме того, при соответствующей организации работ по созданию геодезического обоснования и соответствующих внешних условиях

влияние ошибок ходов подходной полигонометрии на поверхности на несбойку осей встречных выработок можно полностью исключить, а влияние ошибок в измеренных ходах подземной подходной полигонометрии свести к минимуму.

Поэтому для приближенного расчета необходимой точности измерений на отдельных стадиях геодезического обоснования примем, что на несбойку в осях двух встречных тоннелей влияют следующие основные факторы: ошибки  $q_1$  геодезического обоснования на поверхности, ошибки  $q_2$  и  $q_3$  ориентирования соответственно через ствол  $A$  и  $B$ , ошибки  $q_4$  и  $q_5$  ходов подземной полигонометрии, прокладываемых по трассе тоннеля соответственно от стволов  $A$  и  $B$  до места сбойки.

Тогда средняя квадратическая ошибка сбойки в осях встречных тоннелей получится

$$\tau_1 = \sqrt{q_1^2 + q_2^2 + q_3^2 + q_4^2 + q_5^2}. \quad (\text{IX.2})$$

Как показал анализ практических материалов, для тоннелей длиной от 1 до 1,5 км величину влияния перечисленных факторов можно принять одинаковой.

Следовательно, в формуле (IX.2) можно положить  $q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = q_5 = q$

$$\tau_1 = q\sqrt{5},$$

откуда

$$q = \frac{\tau_1}{\sqrt{5}} = 0,45\tau_1. \quad (\text{IX.3})$$

Примем  $\tau_1 = 50$  мм, тогда  $q = 22,5$  мм.

Величина  $q$  может служить для расчета необходимой точности измерений на различных стадиях выполнения геодезического обоснования: для измерения углов в триангуляции, сторон в трилатерации, углов и линий в основной полигонометрической сети, для подсчета требуемой точности ориентировок и т. п.

Для более длинных тоннелей (более чем 1,5 км) принцип равного влияния отдельных источников ошибок становится неприемлемым. Тогда задачу следует решать последовательным приближением.

Предположим, что при расчетах по принципу равных влияний для ориентирования подземной геодезической основы требуется очень высокая точность, а для триангуляции требуемая точность получается значительно ниже. В этом случае величинам  $q$  формулы (IX.2) надо придать соответствующие коэффициенты; при этом для рассматриваемого случая коэффициент при  $q_1$  надо принять менее единицы, а при  $q_2$  и  $q_3$  — более единицы.

Для примера примем следующее соотношение коэффициентов:

Величину $q_1$	равной	$0,7q$ .
»	$q_2$	» $2,5q$ .
»	$q_3$	» $2,5q$ .
»	$q_4$	» $q$ .
»	$q_5$	» $q$ .

Тогда

$$\tau_1 = \sqrt{(0,7q)^2 + (2,5q)^2 + (2,5q)^2 + q^2 + q^2},$$

или

$$\tau_1 = q \sqrt{15},$$

откуда  $q = 0,26\tau_1$ . При  $\tau_1 = 50$  мм  $q = 13$  мм.

Следовательно, влияние ошибок геодезического обоснования на несбойку можно допустить

$$q_1 = 0,7q = 9 \text{ мм.}$$

Влияние ошибок ориентирования на каждом из двух смежных стволов оказывается допустимым при  $q_2 = q_3 = 2,5 q = 32$  мм, а влияние ошибок измерений в ходах подземной полигонометрической сети характеризуется величиной  $q_4 = q_5 = 13$  мм.

По величине  $q_1$  можно рассчитать, с какой точностью должны быть измерены углы в триангуляции или углы и линии в основной полигонометрической сети. Зная величины  $q_2$  и  $q_3$ , подсчитывают точность ориентирования, а по величинам  $q_4$  и  $q_5$  — необходимую точность измерения углов и линий в ходах подземной полигонометрии.

Если по результатам подсчетов оказывается, что какой-либо вид геодезического обоснования трудно выполнить, то принятые коэффициенты при величинах  $q$  изменяют.

Приведенные соображения относятся к туннелям метрополитена, сооружаемым через вертикальные стволы. Если рассматривать горный тоннель, сооружаемый через порталы, то из пяти основных источников ошибок, влияющих на несбойку рабочих осей, влияют ошибки геодезического обоснования на поверхности, ошибки геодезических измерений в ходах подземной полигонометрии, идущей от одного и от другого портала к месту сбойки. В этом случае источники ошибок ориентировки отсутствуют.

Размер допустимого влияния отдельного фактора на несбойку рабочих осей вычисляют по формуле

$$q' = \frac{\tau_1}{\sqrt{3}} = 0,58\tau_1. \quad (\text{IX.4})$$

При  $\tau_1 = 50$  мм  $q' = 29$  мм.

Следовательно, влияние ошибок обоснования на поверхности на несбойку рабочих осей встречных выработок не должно превышать 29 мм так же, как и влияние ошибок угловых и линейных измерений в каждом из двух встречных ходов подземной полигонометрии.

При сооружении прямолинейных тоннелей продольная несбойка не имеет серьезного значения, поэтому при расчетах точности геодезических измерений, входящих в состав геодезического обоснования, величину поперечной несбойки  $q_u$  можно принимать равной  $q$  (или  $q'$ ).

При расчетах точности для криволинейных тоннелей величина

$$q = \sqrt{q_u^2 + q_t^2}.$$

Принимая принцип равного влияния, можно написать

$$q_u = q_t = \frac{q}{\sqrt{2}},$$

аналогично

$$q'_u = q'_t = \frac{q'}{\sqrt{2}}.$$

Принимая для первого случая  $q = 0,45\tau_1$ , а для второго  $q' = 0,58\tau_1$ , находим:

для прямолинейных тоннелей

$$q_u = 0,45\tau_1,$$

$$q'_u = 0,58\tau_1;$$

для криволинейных тоннелей

$$q_t = q_u = \frac{0,45\tau_1}{\sqrt{2}} = 0,32\tau_1,$$

$$q'_t = q'_u = \frac{0,58\tau_1}{\sqrt{2}} = 0,41\tau_1.$$

При  $\tau_1 = 50$  мм:

для прямолинейных тоннелей

$$q_u = 22,5 \text{ мм},$$

$$q'_u = 29 \text{ мм};$$

для криволинейных тоннелей

$$q_t = q_u = 16 \text{ мм},$$

$$q'_t = q'_u = 20,5 \text{ мм}.$$

## § 57. Расчет требуемой точности измерений на различных стадиях построения геодезического обоснования

### 1. Тоннельная триангуляция

Предположим, что прямолинейный тоннель длиной  $L$  предусмотрено сооружать через стволы  $A, B, B, Г$  и  $Д$  (рис. 91) и что обоснование на поверхности создается методом триангуляции без сгущения основной полигонометрической сети.

Рассчитаем, какую можно допустить среднюю квадратическую ошибку  $m_{II-IX}$  (в поперечном направлении к оси тоннеля) определения взаимного расположения пунктов II и IX, находящихся на концах строящегося тоннеля. Если влияние тоннельной триангуляции на сбойку между смежной парой стволов примем равным  $q_i$ , то для всего ряда триангуляции можно принять

$$q_u = q_i \sqrt{n}, \quad (IX.5)$$

где  $n$  — количество сбоек между смежными стволами.

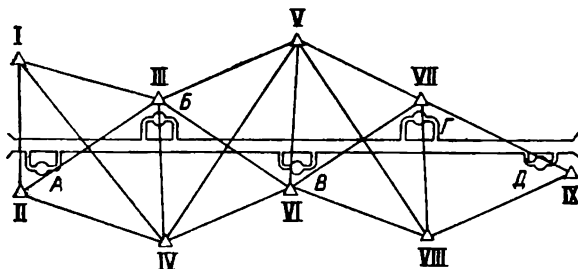


Рис. 91

Общую длину тоннеля обозначим через  $L$ , а среднюю длину отрезков тоннеля между смежными стволами — через  $l$ , тогда

$$n = \frac{L}{l}. \quad (IX.6)$$

Подставляя значение  $n$  из формулы (IX.6) в выражение (IX.5), получаем

$$q_u = q_i \sqrt{\frac{L}{l}}. \quad (IX.7)$$

Величина  $q_u$  определяется поперечным смещением конечного пункта триангуляционного ряда по отношению к начальному. Следовательно, можно написать

$$q_u = m_{к-н}.$$

Так как для прямолинейного тоннеля, сооружаемого через вертикальные стволы,

$$q_u = 0,45\tau_1,$$

то

$$m_{к-н} = 0,45\tau_1 \sqrt{\frac{L}{l}}. \quad (IX.8)$$

Предположим, что  $\tau_1 = 50$  мм,  $L = 4$  км и  $l = 1$  км. Тогда допустимая величина средней квадратической поперечной ошибки определения взаимного расположения двух пунктов триангуляции,



находящихся на противоположных концах строящегося тоннеля, определится величиной

$$m_{к-н} = 0,45 \cdot 50 \cdot 2 = 45 \text{ мм.}$$

Если горный тоннель такой же длины ( $L = 4$  км) сооружается через порталы, то допустимая величина средней квадратической поперечной ошибки определения взаимного расположения двух пунктов, находящихся около противоположных порталов, получается

$$m_{к-н} = 0,58 \cdot 50 = 29 \text{ мм.}$$

Для криволинейных тоннелей соответственно получается

$$m_{t(к-н)} = m_{u(к-н)} = \frac{45}{\sqrt{2}} = 32 \text{ мм}$$

$$m'_{t(к-н)} = m'_{u(к-н)} = \frac{29}{\sqrt{2}} = 20 \text{ мм.}$$

Для расчета требуемой точности измерения углов в триангуляции обратимся к формуле, определяющей величину поперечного сдвига конечной точки триангуляционного ряда, состоящего из равно-сторонних треугольников,

$$q = L \sqrt{\frac{m_A^2}{\rho^2} + \frac{2}{15} \cdot \frac{m''^2}{\rho^2} \cdot \frac{n^2 + n + 3}{n}}, \quad (\text{IX.9})$$

где  $L$  — длина полной диагонали ряда;  
 $m''$  — средняя квадратическая ошибка измеренного угла;  
 $n$  — число промежуточных сторон в полной диагонали ряда.

Ошибка исходного дирекционного угла в тоннельных триангуляциях не влияет на ошибку в сбойке, поэтому можно принять  $m_A = 0$ . Тогда

$$q = L \frac{m''}{\rho} \sqrt{\frac{2}{15} \cdot \frac{n^2 + n + 3}{n}}. \quad (\text{IX.10})$$

Если на рис. 91 начало триангуляционного ряда будем считать в точке II, а конец — в точке IX, тогда  $n = 4$ . Подставляя эти значения в формулу (IX.10), получаем

$$q = 0,9L \frac{m''}{\rho}.$$

Принимая длину триангуляционного ряда  $L$  равной длине тоннеля, с учетом (IX.8) получаем

$$0,45\tau_1 \sqrt{\frac{L}{l}} = \frac{0,9L}{\rho} m'',$$

откуда

$$m'' = \frac{\tau_1 \rho}{2\sqrt{L \cdot l}}. \quad (\text{IX.11})$$

При  $\tau_1 = 50$  мм,  $l = 1,0$  км получим

$$m'' = 2'',5.$$

Следовательно, в данной сети тоннельной триангуляции средняя квадратическая ошибка измерения угла не должна превышать  $\pm 2'',5$ .

## 2. Основная полигонометрия

Рассмотрим случай, когда геодезическое обоснование на поверхности создается построением триангуляции, сгущаемой сетью основной полигонометрии.

Примем общую длину тоннеля  $L = 4$  км, а длину участка тоннеля между смежными стволами 1 км. В этом случае на несбойку влияют ошибки измерений в триангуляции и в ходах основной полигонометрии. Если допустимый размер общего влияния на несбойку ошибок построения геодезического обоснования на поверхности выражается величиной  $q$ , то исходя из принципа равного влияния на каждый из двух факторов следует установить величину  $\frac{q}{\sqrt{2}}$ .

Для прямолинейных тоннелей, сооружаемых через стволы, допустимость величины  $q$  в поперечном отношении определяется по формуле

$$q_u = 0,45\tau_1.$$

При совместном влиянии ошибок в измерениях триангуляции и полигонометрии для каждого из этих факторов допустимая величина будет

$$\bar{q} = \frac{q_u}{\sqrt{2}} = \frac{0,45\tau_1}{\sqrt{2}}.$$

Предположим, что ориентировка через ствол  $B$  (рис. 91) будет производиться с пунктов основной полигонометрии, проложенной между триангуляционными пунктами II и VI.

Рассчитаем необходимую точность измерения углов в основной полигонометрической сети.

На участке тоннеля между стволами  $A$  и  $B$  поперечная ошибка конца хода по отношению к начальной не должна превышать величины

$$\bar{q}_u = 0,32\tau_1.$$

Поперечный сдвиг конечной точки вытянутого полигонометрического хода определяется по формуле

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} [s] \sqrt{\frac{n+3}{12}}. \quad (\text{IX.12})$$

Величина ожидаемого поперечного смещения средней точки вытянутого хода, уравновешенного между двумя пунктами без учета ошибок исходных данных, в 3,8 раза меньше ожидаемого смещения конечной точки хода до уравновешивания [24].

Поперечная ошибка средней точки хода после уравновешивания не должна превышать величины

$$\bar{q}_u = 0,32\tau_1.$$

Таким образом, поперечный сдвиг конечной точки хода можно допустить равным

$$m_u = 3,8\bar{q}_u = 1,2\tau_1.$$

При  $\tau_1 = 50$  мм

$$m_u = 60 \text{ мм.}$$

Подставляя это значение в формулу (IX.12), получаем

$$60 = \frac{m_p}{\rho} [s] \sqrt{\frac{n+3}{12}},$$

где  $[s]$  — длина полигонометрического хода.

Следовательно,

$$m_p = \frac{60\rho}{[s]} \sqrt{\frac{12}{n+3}}.$$

Если  $[s] = 2,6$  км,  $s_{cp} = 200$  м,  $n = 13$ , то  $m_p = \pm 4''$ ,1.

Следовательно, средняя квадратическая ошибка измерения угла в этом случае не должна превышать  $\pm 4''$ ,1.

Для хода криволинейной формы при подсчете необходимой точности измерения углов можно пользоваться формулой (IX.12); при этом рассчитанная точность будет получена с некоторым запасом.

Если при прямолинейном ходе тоннеля ошибки линейных измерений не имели существенного значения при сбойке встречных тоннелей, то при криволинейной форме тоннеля эти ошибки приобретают такое же значение, как и угловые. Поэтому следует рассчитывать необходимую точность линейных измерений по формуле

$$m_t = m_s \sqrt{n}, \quad (\text{IX.13})$$

где  $m_s$  — случайная ошибка измерения одной линии;

$n$  — количество линий в ходе.

Если принять допустимый размер совместного влияния ошибок измерения в триангуляции и полигонометрии на сбойку  $q$ , а для влияния ошибок измерений в полигонометрии, считая совместное влияние ошибок углов и линий,  $\frac{q}{\sqrt{2}}$ , то при расчетах необходимой точности измерения линий в полигонометрическом ходе по формулам

(IX.13), прокладываемом для строительства криволинейного тоннеля, следует принять

$$m_u = m_t = \frac{q}{\sqrt{2} \cdot \sqrt{2}} = \frac{q}{2}.$$

При  $\tau_1 = 50$  мм,  $q = 0,45$ ,  $\tau_1 = 22,5$  мм, следовательно  $m_t = 11,2$  мм.

Если в середине уравновешенного хода можно допустить  $m_t = 11,2$  мм, то для конечной точки хода  $m_{t_k} = 22,5$  мм.

При количестве линий в ходе  $n = 13$ , если систематические ошибки будут отсутствовать, то каждую линию надо будет измерять с точностью, характеризуемой средней квадратической ошибкой

$$m_s = \frac{m_{t_k}}{\sqrt{13}} = \frac{22,5}{\sqrt{13}} = 6,1 \text{ мм.}$$

### 3. О р и е н т и р о в а н и е

Влияние ошибки ориентирования первой линии вытянутого хода подземной полигонометрии на поперечный сдвиг конца хода можно вычислить по формуле

$$q_2 = \frac{m_0}{\rho} l_1,$$

где  $m_0$  — ошибка ориентирования первой стороны подземного полигонометрического хода;

$l_1$  — длина этого хода от ствола до сбойки.

Поперечный сдвиг для прямолинейного тоннеля, сооружаемого через стволы, не должен превышать  $0,45\tau_1$ , поэтому можно написать

$$0,45\tau_1 = \frac{m_0}{\rho} l_1,$$

откуда

$$m_0 = \frac{0,45\tau_1\rho}{l_1}.$$

При  $l_1 = 0,5$  км и  $\tau_1 = 50$  мм получим

$$m_0 = 9'', 0.$$

### 4. П о д з е м н а я п о л и г о н о м е т р и я

Поперечный сдвиг конца свободного вытянутого полигонометрического хода определяется по формуле

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} l_1 \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}. \quad (\text{IX.14})$$

Этот поперечный сдвиг не должен превышать  $0,45\tau_1$ , а следовательно,

$$0,45\tau_1 = \frac{m_\beta}{\rho} l_1 \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}, \quad (\text{IX.15})$$

или

$$m_{\beta} = \frac{0,45\tau_{1\rho}}{l_1 \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}} . \quad (\text{IX.16})$$

При длине стороны подземного полигонометрического хода  $s = 100$  м и  $l_1 = 500$  м количество сторон  $n = 5$ .

Подставляя эти значения в формулу (IX.16), получаем

$$m_{\beta}^{\circ} = (0,12\tau_{1\text{мм}}).$$

При  $\tau_1 = 50$  мм

$$m_{\beta} = \pm 6''.$$

Следовательно, средняя квадратическая ошибка измерения углов подземного полигонометрического хода не должна превышать  $\pm 6''$ .

### 5. Высотное обоснование

На ошибку сбойки по высоте между двумя смежными стволами  $A$  и  $B$  влияют следующие источники ошибок: ошибка  $q_h$  нивелирного хода на поверхности, связывающего два репера, расположенных около смежных стволов  $A$  и  $B$ ; передача отметок  $q_{h_2}$  и  $q_{h_3}$  с поверхности в подземные выработки соответственно через стволы  $A$  и  $B$ ; ошибки  $q_{h_4}$  и  $q_{h_5}$  нивелирного хода, идущего в подземных выработках соответственно от стволов  $A$  и  $B$  до сбойки.

Общее влияние всех источников ошибок на несбойку выразится формулой

$$Q_h = \sqrt{q_{h_1}^2 + q_{h_2}^2 + q_{h_3}^2 + q_{h_4}^2 + q_{h_5}^2}. \quad (\text{IX.17})$$

Средняя квадратическая ошибка передачи отметки с поверхности в подземные выработки при строительстве тоннелей — величина сравнительно постоянная и не превышает  $\pm 5$  мм.

Ошибка построения нивелирного хода, учитывающая влияние случайных ошибок, определяется по формуле

$$m_h = \eta \sqrt{L}, \quad (\text{IX.18})$$

где  $\eta$  — коэффициент влияния случайных ошибок на один километр нивелирного хода;

$L$  — длина нивелирного хода, выраженная в километрах.

Обозначив через  $l$  расстояние между двумя смежными стволами, можно написать

$$q_{h_1} = \eta \sqrt{l}.$$

Предположим, что сбойка намечена посередине между стволами и точность нивелирования на поверхности и под землей одинакова. Тогда

$$q_{h_4} = \eta \sqrt{\frac{l}{2}}; \quad q_{h_5} = \eta \sqrt{\frac{l}{2}}.$$

Подставляя полученные значения  $q_h$  в формулу (IX.17), получаем

$$Q_h^2 = 2\eta^2 l + 50.$$

В этой формуле  $Q_h$  и  $\eta$  выражены в миллиметрах, а  $l$  — в километрах.

Величина  $Q_h$  по ранее принятым обозначениям является величиной  $\tau_2$ . Если  $\tau_2 = 25$  мм, то

$$625 = 2l\eta^2 + 50,$$

откуда

$$\eta = \frac{17}{\sqrt{l}}.$$

Если расстояние между стволами  $l = 1$  км, то

$$\eta = 17 \text{ мм.}$$

Следовательно, для обеспечения сбойки по высоте при длине тоннеля 1 км вполне достаточно проложить на поверхности и под землей нивелирные ходы IV класса.

### § 58. Тоннельная триангуляция

Для тоннелей, сооружаемых вне городских территорий, сеть триангуляции, как правило, развивается на самостоятельных базисах и уравнивается как свободная.

Для получения исходных координат один из пунктов тоннельной триангуляции привязывают к пунктам государственной триангуляции или к пунктам геодезического обоснования, созданного для съемочных целей при изысканиях.

Тоннельные триангуляции представляют собой обычно вытянутые вдоль трассы цепочки треугольников, по форме близких к равносторонним. Связующие углы треугольников менее  $40^\circ$  допускать не следует.

Для увеличения надежности определения координат пунктов рекомендуется тоннельные триангуляции строить в виде цепочек геодезических четырехугольников.

В качестве базисов в сети тоннельной триангуляции измеряют непосредственно стороны. Каждая сеть должна быть обеспечена двумя базисами, расположенными на концах сети.

Тоннельные триангуляции в зависимости от длины тоннеля характеризуются следующими техническими данными, приведенными в табл. 31 [50].

Сети тоннельной триангуляции, создаваемые для строительства метрополитенов, включают в себя удобно расположенные пункты городской триангуляции и опираются на них, если эти пункты по точности определения координат могут быть использованы в качестве исходных для тоннельной триангуляции. Поэтому реконструкцию триангуляционных сетей, создаваемых для строитель-

Таблица 31

Общая длина тоннеля $L$ в км	Разряд триангуляции	Длина сторон триангуляции в км	Средняя квадратическая ошибка измеренного угла, подсчитанная по невязкам в треугольниках в сек	Допустимая невязка треугольника в сек	Относительная ошибка измерения длины базиса	Средняя относительная ошибка вышлой стороны	Допустимое увеличение базисной сети ромбического вида	Относительная ошибка определения угла наиболее слабой стороны сети	Средняя ошибка дирекционного угла наиболее слабой стороны сети в сек
Более 8	I	4—10	$\pm 0,7$	$\pm 3$	1 : 800 000	1 : 400 000	2,5	1 : 200 000	$\pm 1,5$
От 5 до 8	II	2—7	$\pm 1,0$	$\pm 4$	1 : 500 000	1 : 300 000	2,5	1 : 150 000	$\pm 2,0$
» 2 » 5	III	1,5—5	$\pm 1,5$	$\pm 6$	1 : 400 000	1 : 200 000	3	1 : 120 000	$\pm 3,0$
» 1 » 2	IV	1—3	$\pm 2,0$	$\pm 8$	1 : 300 000	1 : 150 000	3	1 : 70 000	$\pm 4,0$

Примечание. В таблице длина  $L$  учитывает случай сооружения тоннеля из двух крайних его точек. При наличии промежуточных стволов или штолен необходимо определять величину  $L_{экр}$  по формуле

$$L_{экр} = \sqrt{Li}$$

где  $L$  — общая длина тоннеля;

$i$  — среднее расстояние между смежными точками открытия фронта тоннельных работ.

ства метрополитенов, начинают с обследования существующих пунктов городской триангуляции. При обследовании выявляют состояние центров и визирных приспособлений пунктов, площадок для наблюдений и подходов к пунктам, а также наличие видимости на смежные пункты триангуляции.

Одновременно с определением наличия видимости между пунктами городской триангуляции намечают здания, пригодные для сооружения на них новых пунктов тоннельной триангуляции.

В результате детальной рекогносцировки составляют перечень строительных работ, необходимых для оборудования триангуляционного пункта и подходов к нему.

При рекогносцировке следует предусмотреть возможность передачи дирекционного угла в подземные выработки через два смежных ствола от одной и той же стороны сети тоннельной триангуляции. В этом случае ошибка дирекционного угла стороны триангуляции не влияет на точность сбойки осей встречных выработок. Необходимо избегать включения в сеть пунктов, на которых требуется строить высокие сигналы.

Трекогносцированная сеть тоннельной триангуляции должна обеспечивать необходимую точность определения координат пунктов и дирекционных углов. Поэтому после завершения рекогносцировки и получения окончательной схемы триангуляции рекомендуется рассчитать ожидаемую точность получения координат и дирекционных углов в наиболее слабых частях сети.

Оценка проектов тоннельных триангуляций производится по общеизвестным формулам, определяющим накопление погрешностей в сетях триангуляции.

При строительстве метрополитенов центры пунктов тоннельных триангуляций на застроенной территории закрепляют по правилам, установленным для пунктов городской триангуляции. На незастроенных территориях пункты триангуляции сооружают в виде

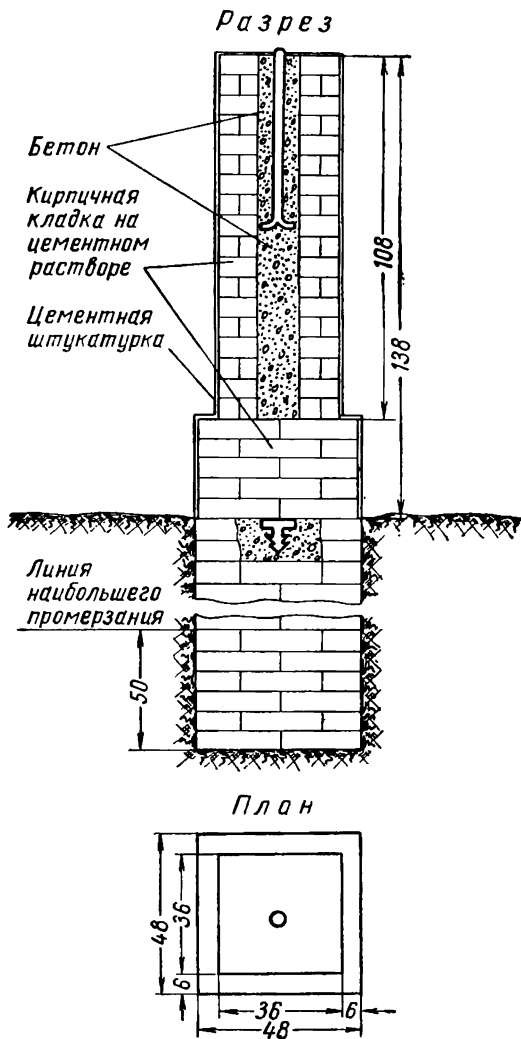


Рис. 92

специальных кирпичных или бетонных столбов высотой 1,5—2,0 м (рис. 92).

Количество приемов при измерении углов принимают такое же, как установлено для городских триангуляций соответствующего класса.



Стороны сетей тоннельных триангуляций значительно короче, чем городских. Это необходимо учитывать при выполнении условных измерений, чтобы предотвратить появление в сети недопустимых невязок.

Перед подсчетами полученных невязок в суммах углов треугольников в измеренные направления необходимо ввести поправки за наклон горизонтальной оси вращения теодолита по формуле (II.48) и за уклонение отвесных линий.

Поправки за уклонение отвесных линий вычисляются по формуле

$$v_i = \frac{\eta \cos A - \xi \sin A}{\operatorname{tg} z}, \quad (\text{IX.19})$$

где  $\xi$  и  $\eta$  — составляющие уклонения отвесных линий в меридиане и в первом вертикале;

$A$  — азимут направления.

Величина угла отклонения отвесной линии может быть вычислена по формуле

$$u = \sqrt{\xi^2 + \eta^2}, \quad (\text{IX.20})$$

$$\xi'' = (\varphi - B); \quad \eta'' = (\lambda - L) \cos \varphi;$$

где  $\varphi$  и  $\lambda$  — географические широта и долгота точки,

$B$  и  $L$  — геодезические широта и долгота точки.

В горных районах при наблюдении пунктов тоннельных триангуляций угол наклона визирного луча может быть значительным, поэтому поправки за уклонения отвесных линий приобретают существенное значение. Так, в сети тоннельной триангуляции около г. Ялты величина поправки в угол на одном из пунктов достигла  $8''$  при средней квадратической ошибке измерения угла  $\pm 1''{,}5$ . В местах расположения длинных тоннелей, где предстоит ответственные сбойки, необходимо производить специальные астрономические и гравиметрические работы для определения уклонений отвесных линий.

Эти работы должны выполняться по специально разработанным программам, предусматривающим влияние на уклонение отвесных линий не только близких, но и дальних зон.

По мере появления в сети фигур с законченными угловыми измерениями, в которых возникают полюсные и базисные условия, необходимо подсчитать размеры получившихся свободных членов этих условий и сравнить их с допустимой величиной.

Для полюсных условий допустимую величину свободного члена вычисляют по формуле

$$W_{\text{доп}} = 2m_{\text{уг}}'' \frac{[\Delta\Delta]}{\Delta_{\text{max}}}, \quad (\text{IX.24})$$

где  $m_{\text{уг}}''$  — средняя квадратическая ошибка измерения угла;

$\Delta$  — переменные логарифмов синусов углов, входящих в полюсное условие;

$\Delta_{\text{max}}$  — максимальное  $\Delta$  из всех входящих в полюсное условие.

Допустимую величину свободного члена базисного условия подсчитывают по формуле [20]

$$W_{\text{доп}} = 2 \sqrt{m_{lg a}^2 + m_{lg b}^2 + \frac{2}{3} m_{уг}^2 \sum_1^n (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B)}. \quad (\text{IX.22})$$

После измерения всех углов в сети тоннельной триангуляции следует подсчитать среднюю квадратическую ошибку измерения угла по формуле Ферреро.

Полученная величина  $m_{уг}$  не должна превышать значения, указанные в табл. 31.

При измерении углов в тоннельных триангуляциях в значительной степени проявляется боковая рефракция, сильно снижающая точность получаемых результатов.

Для того чтобы гарантировать получение требуемой точности, выявить размеры влияния боковой рефракции и уточнить конечные результаты угловых измерений, в последнее время кроме непосредственного измерения углов измеряют и все линии светодальномерами.

В Метрогипротрансе для этой цели используют светодальномер.

Чтобы избежать влияния ошибок исходных данных на точность определения координат пунктов, тоннельные триангуляции уравнивают как свободные сети. Принимают во внимание лишь длины базисов специально измеренных с надлежащей точностью для тоннельной триангуляции. Однако при строительстве метрополитенов, когда приходится иметь дело с развитой по площади схемой тоннелей, сеть тоннельной триангуляции необходимо увязывать с пунктами городской триангуляции различных классов. При этом может оказаться, что два смежных пункта, включенных в сеть тоннельной триангуляции, в городской сети уравнивались в различных системах и не имели между собой прямой связи. В таких условиях, если все пункты городской триангуляции примем за исходные при уравнивании сети тоннельной триангуляции, ошибки исходных данных окажутся настолько большими, что требуемая точность определения координат пунктов триангуляции не будет выдержана и сбойки подземных встречных выработок не будут обеспечены.

Существенное значение имеет в этом случае правильный отбор пунктов городской триангуляции, которые можно принять в качестве исходных при уравнивании сетей тоннельной триангуляции.

Для этого, пользуясь результатами угловых измерений в сети тоннельной триангуляции, подсчитывают все свободные члены условий фигур, среднюю квадратическую ошибку измеренного угла, а также свободные члены полюсных уравнений, возникающие в сети. Если подсчитанные свободные члены условных уравнений и средняя квадратическая ошибка измеренного угла находятся

в пределах допуска, то это указывает на надежное качество угловых измерений. Затем подсчитывают свободные члены азимутальных и базисных условий во всех комбинациях между сторонами сети городской триангуляции, включенными в сеть тоннельной триангуляции.

Появление недопустимых значений свободных членов азимутальных и базисных условий свидетельствует о наличии значительных ошибок в координатах пунктов городской триангуляции. Путем тщательного анализа полученных свободных членов азимутальных и базисных условий можно выявить пункты городской триангуляции, размеры ошибок определения координат которых не позволяют использовать их в качестве исходных для уравнивания сети тоннельной триангуляции.

Пригодность пунктов городской триангуляции в качестве исходных можно определить также путем уравнивания сети тоннельной триангуляции как свободной, приняв за исходные координаты только одного пункта городской триангуляции и дирекционный угол одной стороны. В качестве базиса принимают наиболее длинную сторону сети городской триангуляции, соединяющую пункты наиболее высокого разряда из включенных в сеть тоннельной триангуляции. Сравнение полученных координат пунктов городской триангуляции с координатами тех же пунктов, выбранных из каталога городской триангуляции, позволит наметить пункты, которые можно принять как исходные.

Длины сторон тоннельной триангуляции невелики, поэтому для вычисления поправок за центрировки и редукции необходимо знать их с точностью до дециметра. Получить длины сторон триангуляции с такой точностью можно только путем последовательных приближений, как указано в § 11.

Существенное значение при уравнивании сетей тоннельных триангуляций имеет выбор высоты поверхности относимости.

Геодезическое обоснование, обеспечивающее сбойки подземных выработок, создается на поверхности, а рабочее обоснование, на основе которого производят разбивки сооружения, строится под землей. Таким образом, геодезические измерения на поверхности и под землей выполняются на различных высотах над уровнем моря.

Чтобы в многочисленные измерения, выполняемые при разбивочных работах в подземных выработках, при строительстве железнодорожных тоннелей через порталы не вводить поправки, геодезическое обоснование, созданное на поверхности, целесообразно спроектировать на плоскость со средней отметкой тоннельных строительных работ или на плоскость со средней отметкой поверхности земли около порталов.

При строительстве метрополитенов разбивочные работы выполняются не только под землей, но и на поверхности земли при сооружении стволов, станций и вестибюлей, наклонных и вентиляционных тоннелей и пр. В этом случае сеть тоннельной триангуляции более

рационально проектировать на поверхность со средней отметкой поверхности земли по трассе тоннеля.

Может оказаться, что отметки поверхности земли имеют значительную разницу (например, 100 м). В таких случаях отметку поверхности относимости триангуляции следует принять близкой к средней отметке земли какого-либо участка трассы тоннеля (целесообразно наибольшего по протяженности), на котором разница отметок поверхности земли держится в пределах 30—50 м.

Длины базисов, измеренные на поверхности с отметкой  $H_0$ , редуцируют по формуле (II.49).

Может оказаться, что координаты пунктов городской триангуляции, которые будут использованы в качестве исходных для уравнивания сетей тоннельной триангуляции, были отнесены на поверхность референц-эллипсоида. В этом случае уравнивание сетей тоннельной триангуляции более рационально производить на этой же поверхности. Однако после уравнивания сетей тоннельной триангуляции следует получить координаты на поверхности с отметкой  $H_0$ , как рекомендовано в § 10.

В этом случае координаты пунктов городской триангуляции, принятые в качестве исходных при уравнивании тоннельной триангуляции, получают несколько иное значение.

Осевой меридиан следует выбирать так, чтобы суммарная поправка за редуцирование расстояний и за переход на поверхность с отметкой  $H_0$  была меньше 1 : 50 000. При выборе осевого меридиана следует учитывать рекомендации, изложенные в § 10.

Таблица 32

Длина тоннеля в км	Разряд тоннельной полигонометрии	Длина сторон в км	Средняя квадратическая ошибка измеренного угла поворота в сек		Средняя относительная ошибка измерения сторон		Допустимые относительные ошибки хода		
			по оценкам на отации	по многим-кратным измерениям и всяким фигурам	для криволинейного тоннеля	для прямолинейного тоннеля	для криволинейного тоннеля	для прямолинейного тоннеля	
Более 8 От 5 до 8 » 2 » 5 » 1 » 2	I II III IV	3—10 2—7 4,5—5 1—3	± 0,4	± 0,7	1 : 300 000	1 : 150 000	1 : 200 000	1 : 200 000	
			± 0,7	± 1,0	1 : 200 000	1 : 100 000	1 : 150 000	1 : 150 000	
			± 1,0	± 1,5	1 : 150 000	1 : 70 000	1 : 120 000	1 : 120 000	
			± 1,5	± 2,0	1 : 100 000	1 : 50 000	1 : 70 000	1 : 70 000	
								по поперечному сдвигу	по продольному сдвигу
								1 : 200 000	1 : 100 000
								1 : 150 000	1 : 70 000
								1 : 120 000	1 : 60 000
								1 : 70 000	1 : 40 000

В процессе уравнивания сетей тоннельных триангуляций желательно получить средние квадратические ошибки определения координат всех пунктов, расположенных в непосредственной близости к стволам и порталам, а также средние квадратические ошибки определения дирекционных углов сторон, от которых ориентируют подземное геодезическое обоснование.

В тех местах, где построение тоннельной триангуляции сопряжено с организационно-техническими трудностями, разрешается ее заменять светодальномерной полигонометрией, техническая характеристика которой приведена в табл. 32.

### § 59. Основная полигонометрия

Главное назначение основной полигонометрии — передача координат от пунктов триангуляции в районы шахтных и строительных площадок, расположенных вдоль строящегося тоннеля.

Основные полигонометрические ходы, прокладываемые при строительстве тоннелей, характеризуются следующими техническими данными: максимальная длина хода между пунктами триангуляции 3,0 км; максимальная длина хода между узловыми точками 1,0 км; средняя длина линии около 250 м, наибольшая 500 м и наименьшая 150 м; средняя квадратическая ошибка измеренного угла не должна превышать  $\pm 3''$ ; коэффициент случайного влияния при измерении линии  $\mu$  не больше 0,0003; коэффициент систематического влияния  $\lambda = \frac{1}{30\mu} = 0,00001$ . Относительная невязка ходов, проложенных для строительства тоннелей метрополитена длиной более 0,5 км, не должна превышать 1 : 30 000. Относительная невязка ходов, проложенных для строительства тоннелей длиной менее 0,5 км, не должна превышать 1 : 20 000; при строительстве перегонных тоннелей с диаметром обделки в свету  $D = 5,10$  м относительная невязка ходов основной полигонометрии не должна превышать 1 : 35 000.

Если в полигонометрическом ходе более 8 линий, рекомендуется на середину хода передать исходный дирекционный угол.

Из приведенных технических характеристик следует, что при проложении ходов основной полигонометрии требуется высокая точность. Однако очень часто приходится измерять углы и линии в весьма сложных топографических условиях (большие углы наклона, густая застройка) и при наличии в ходах весьма коротких линий.

Пункты основной полигонометрии закрепляют грунтовыми или стеновыми полигонометрическими знаками так же, как и в городской полигонометрии.

Углы измеряют средними оптическими теодолитами (снабженными оптическими центрирами) тремя или четырьмя круговыми приемами. В качестве объектов визирования применяют марки, устанавливаемые над центром знака также при помощи оптических центриров.

При измерении углов тремя приемами теодолит и визирные марки центрируют перед каждым приемом, поворачивая трегер на  $120^\circ$ . При измерении углов четырьмя приемами повторное центрирование теодолита и визирных марок производят после второго приема с поворотом оптических центрировочных приспособлений на  $180^\circ$ .

Двух- или трехкратное независимое центрирование инструмента и визирных приспособлений в процессе измерения угла ослабляет влияние ошибок центрирования и редукиции на результаты угловых измерений.

В процессе измерения угла на станции на отдельных стадиях соблюдают те же допуски, что и при измерении углов в городской полигонометрии I разряда.

Допустимую угловую невязку в полигонометрическом ходе, проложенном между исходными дирекционными углами, или в замкнутом полигоне подсчитывают по формуле

$$f_{\theta_{\text{доп}}} = \pm 6'' \sqrt{n},$$

где  $n$  — число измеренных углов.

По окончании угловых измерений подсчитывают среднюю квадратическую ошибку измеренного угла по формуле (I.4). Значение этой ошибки не должно превышать  $\pm 3''$ .

Линии основной полигонометрии измеряют по правилам измерения линий в ходах городской полигонометрии I разряда.

При прямолинейной форме тоннелей или с большими радиусами закругления (более 1000 м) для измерения линий в ходах полигонометрии целесообразно применять малые светодальномеры типа СТ-62М.

Привязку ходов основной полигонометрии к пунктам триангуляции, расположенным на крышах зданий, осуществляют методом снесения координат. При этом должно быть построено не менее двух треугольников.

Базисы и углы при снесении координат измеряют с той же точностью, что и в ходах основной полигонометрии. Расхождения в длине общей стороны, полученной из двух треугольников, допускают не более 1 : 25 000. Уравновешивание результатов измерений, выполненных для снесения координат, выполняют строгим методом с оценкой точности определения длины стороны, общей для двух треугольников.

Уравновешивание основной полигонометрии производят аналогично уравновешиванию полигонометрических сетей городской полигонометрии.

При уравновешивании основной полигонометрии следует предусмотреть оценку точности в объеме, необходимом для подсчета влияния ошибок пунктов полигонометрии на сбойку осей встречных выработок между двумя смежными стволами.

Основную полигонометрическую сеть вдоль трассы создают после выбора и утверждения направления трассы. Закладку знаков,

измерение углов и линий производят до развертывания строительных работ. С момента начала разработок, даже в первой стадии проходки стволов, уже начинают чувствоваться деформации земной поверхности.

Эти деформации постепенно распространяются и по мере углубления и расширения проходки занимают все большее и большее пространство на поверхности. Вследствие этого к моменту использования полигонометрических знаков для ориентирования подземных выработок координаты полигонометрических знаков, расположенных в зоне возможной деформации, становятся уже непригодными. Приходится выполнять повторные измерения для определения новых координат полигонометрических пунктов. К моменту повторных измерений углов и линий часть полигонометрических знаков в натуре оказывается уничтоженной, что вынуждает производить новую рекогносцировку и закладку полигонометрических знаков. Однако при этом следует стремиться к тому, чтобы общая схема полигонометрии в основном оставалась такой же, как и при первичных измерениях.

После получения координат пунктов по результатам повторных измерений (при допустимых расхождениях) берут средние значения координат, которые заносят в каталог.

В этом случае уравновешенные значения дирекционных углов и линий, полученные по результатам последних измерений, надо исправить с тем, чтобы средние значения координат согласовывались с длинами линий и дирекционными углами. Поправки в этом случае можно получить по формулам:

$$\left. \begin{aligned} v_s &= dx \cos \alpha + dy \sin \alpha \\ v'_\alpha &= \frac{\rho}{s} \{ dy \cos \alpha - dx \sin \alpha \} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{IX.23})$$

где  $v_s$  и  $v'_\alpha$  — поправка в уравновешенные значения линий и дирекционных углов повторных измерений за счет средних значений координат;

$dx$  и  $dy$  — разница между средними значениями координат из двух измерений и уравновешенными координатами, полученными по результатам повторных измерений.

Согласовать значения линий и дирекционных углов в каталоге со значениями координат можно путем решения обратных геодезических задач для каждой линии полигонометрического хода.

## § 60. Подходная полигонометрия

Для передачи координат с поверхности в подземные выработки необходимо иметь пункты полигонометрии в непосредственной близости к стволам. Обычно на территориях строительных и шахтных площадок, внутри которых располагают стволы, условия неблагоприятны для проложения полигонометрических ходов. Включение таких ходов в общую сеть основной полигонометрии снижает

точность получения координат. Поэтому на территории шахтных и строительных площадок прокладывают подходящую полигонометрию, опирающуюся на пункты основной полигонометрии.

По схеме развития подходящая полигонометрия представляет собой систему замкнутых полигонов или отдельных ходов, образующих узловые точки.

Перед тем как выполнить рекогносцировку ходов подходящей полигонометрии по плану масштаба 1 : 500, определяют зону возможной деформации и намечают точки основной полигонометрии, которые могут быть приняты в качестве исходных для подходящей полигонометрии.

Длины отдельных ходов или полигонов в подходящей полигонометрии не должны превышать 300 м.

Ходы подходящей полигонометрии прокладывают через шахтные площадки. При рекогносцировке трудно достигнуть большой длины линий подходящей полигонометрии и расположения их, удобного для измерения углов и расстояний. Практически длины линий подходящей полигонометрии иногда допускают даже менее 30 м.

Условия измерений по некоторым сторонам подходящей полигонометрической сети резко отличаются от условий измерений обычной городской полигонометрической сети. Бывают случаи, когда конечные точки одной и той же линии приходится располагать на разных горизонтах земляных работ. Вследствие этого превышения на линиях длиной 30—50 м достигают 5—10 м.

При детальной рекогносцировке приствольных точек места их закрепления выбирают с учетом возможности передач дирекционного угла к стволу шахты непосредственно с пунктов триангуляции, удаленных не менее чем на 300 м от ствола.

При отсутствии непосредственной видимости от ствола на пункт триангуляции одновременно с выбором приствольной точки рекогносцируют вспомогательную точку на крыше здания, через которую можно произвести надежную передачу дирекционного угла со стороны триангуляции к стволу шахты.

Точность измерения углов и линий в ходах подходящей полигонометрии рассчитывают исходя из того, что относительная ошибка не превышает 1 : 20 000.

Точки подходящей полигонометрии закрепляют бетонными монолитами размерами 0,40 × 0,40 × 0,60 м. В середине монолитов бетонируют металлические стержни, на верхнем обрезе которых фиксируют центры знаков путем высверливания отверстия диаметром 2—3 мм и глубиной 4—5 мм с последующей расчеканкой этого отверстия медной проволокой.

Во всех случаях, когда в районе расположения ходов подходящей полигонометрии имеются удобно расположенные каменные здания, весьма рационально закреплять точки подходящей полигонометрии стенными знаками.

Углы подходящей полигонометрии измеряют оптическими теодолитами четырьмя полными круговыми приемами.



Допустимая невязка в замкнутых полигонах или в ходах между твердыми дирекционными углами

$$f_{\text{в.доп}} = \pm 8'' \sqrt{n},$$

где  $n$  — число измеренных углов в полигоне или ходе.

Линии подходных полигонов измеряют или подвесными рулетками, или проволоками в соответствии с методикой, установленной для измерения линий городской полигонометрии I разряда.

Как показано выше, точки подходной полигонометрии всегда располагают в зоне возможной деформации, поэтому перед каждым ориентированием подземных выработок заново измеряют все линии и углы подходной полигонометрии и снова уравнивают ее. По данным уравнивания составляют новый каталог.

### § 61. Высотное обоснование на поверхности

Для обеспечения сбойки подземных выработок в высотном отношении порталы строящегося тоннеля на поверхности должны быть связаны нивелирными ходами. При длине тоннеля более 2 км, а в горных районах более 1 км, согласно действующей инструкции по производству геодезическо-маркшейдерских работ при строительстве тоннелей, выполняют нивелирование II класса, а при длине тоннелей менее 2 км — нивелирование III класса.

Нивелирование, связывающее реперы, закрепленные в районе противоположных порталов, при сооружении горных тоннелей выполняют в весьма тяжелых топографических условиях, а потому принято нивелирование III класса выполнять инструментами и методами, установленными для нивелирования II класса; при этом учитывают допуски для нивелирования III класса. Имея в виду особую ответственность этих работ, нивелирование выполняют двумя независимыми ходами или сетью замкнутых полигонов. Нивелирные ходы и сети привязывают к реперам и маркам государственных нивелировок.

При сооружении метрополитенов высотное геодезическое обоснование, кроме обеспечения сбойки подземных выработок, необходимо для наблюдений за осадками зданий и сооружений. Поэтому нивелирная сеть III класса строится в виде системы замкнутых полигонов, опирающихся на марки городского нивелирования II класса и покрывающих полосу вдоль трассы метрополитена шириной не менее чем тройная глубина строящегося тоннеля.

Длину ходов между узловыми точками не рекомендуется допускать более 1 км.

На застроенных территориях пункты нивелирования III класса закрепляют стенными реперами, а на незастроенных — грунтовыми.

В связи с происходящими во время строительства осадками заложенных реперов выполняют повторное нивелирование, результаты которого вписывают в каталоги.

## Г л а в а X

### ОРИЕНТИРОВАНИЕ

#### § 62. Способы ориентирования и их точность

Передачу дирекционного угла и координат с поверхности в подземные выработки принято называть ориентированием.

Координаты с поверхности в подземные выработки передают от точек основной или подходной полигонометрии, а дирекционные углы — от сторон тоннельных триангуляций.

Через порталы передача координат и дирекционных углов с поверхности в подземные выработки осуществляется непосредственными измерениями углов и линий в полигонометрических ходах, прокладываемых от геодезического обоснования, созданного на поверхности, в пройденные штольни или сооружаемые тоннели.

Применяются следующие способы ориентирования подземных выработок.

1. Магнитный способ. Средняя квадратическая ошибка одного ориентирования  $m_0 = \pm 5'$ .

2. Способ створа двух отвесов  $m_0 = \pm 30''$ .

3. Усовершенствованный способ створа двух отвесов  $m_0 = \pm 5''$ .

4. Способ шкалового примыкания к отвесам  $m_0 = \pm 25''$ .

5. Способ оптического клина  $m_0 = \pm 12''$ .

6. Способ соединительного треугольника  $m_0 = \pm 12''$ .

7. Способ двух шахт  $m_0 = \pm 8''$ .

8. Способ поляризации светового потока:

при визуальной регистрации  $m_0 = \pm 1',0$ ,

при электронной регистрации  $m_0 = \pm 5'',0$ .

9. Автоколлимационный способ ориентирования из одного приема  $m_0 = \pm 8''$ .

10. Гирскопическое ориентирование  $m_0 = \pm 10''$ .

Наибольшее применение при строительстве тоннелей нашли способы створа двух отвесов, соединительного треугольника и двух шахт.

1. Магнитным способом предусматривается использование для ориентирования магнитной стрелки. Применяется простейший прибор в виде буссоли. На поверхности земли около устья ствола на линии с известным дирекционным углом определяют склонение магнитной стрелки, затем с этим прибором опускаются вниз и в подземных выработках по магнитной стрелке с учетом склонения

определяют дирекционный угол оси выработки или закрепленного направления. Затем поднимаются вверх и у устья ствола снова определяют величину склонения магнитной стрелки. Такое ориентирование производят несколько раз.

Если нет возмущений магнитных полей, то этим способом можно произвести ориентирование со средней квадратической ошибкой порядка  $\pm 5'$ .

2. Способ створа двух отвесов заключается в применении двух отвесов, опускаемых в ствол шахты; на поверхности земли их подвешивают в створе закрепленного направления, дирекционный угол которого известен с требуемой точностью. Введение отвесов в створ закрепленного направления производят при помощи теодолита. Закрепляемое направление на поверхности должно совпадать с заданным направлением под землей. В качестве такого направления обычно принимают ось подходной штольни.

В подземных выработках с плоскостью створа двух отвесов совмещают визирную ось теодолита, установленного на штативе и специальных салазках.

Под действием собственных колебаний, колебаний точек подвеса, движения воздуха в стволе и падающих капель эти отвесы все время немного колеблются даже при демпфировании колебаний путем опускания грузов в воду или масло. Эти колебания у обоих отвесов имеют различные направления и амплитуды, в результате чего совместить визирный луч теодолита точно со створом отвесов невозможно. Поэтому получить среднюю квадратическую ошибку ориентирования этим способом меньше  $\pm 30''$  не удастся.

Геометрическая схема ориентирования этим способом весьма простая. Вычислительных работ, связанных с обработкой результатов ориентирования, не возникает, благодаря чему появление грубых ошибок почти исключено. Этот способ находит широкое применение для предварительных ориентировок при сооружении тоннелей. Инструкцией [48] разрешается применять этот способ при удалении проходок от ствола не более чем на 50 м. При большем удалении от ствола требуются более точные способы ориентирования.

3. Усовершенствованный способ створа двух отвесов. При этом способе для увеличения точности ориентирования в шахте определяют положение отвесов, находящихся в состоянии покоя. С этой целью в 3—5 м от ближайшего отвеса примерно в створе отвесов в шахте устанавливают теодолит. Сзади каждого отвеса устанавливают горизонтальные рейки или специальные щитки с прикрепленными шкалами.

В теодолит наблюдают амплитуду колебания каждого отвеса; при этом делают по шкалам минимальный и максимальный отсчеты. Средний из отсчетов должен соответствовать положению отвеса в состоянии покоя. Эти средние отсчеты на щитках или рейках отмечают специальными штрихами. При ориентировании теодолит в шахте устанавливают так, чтобы визирный луч совпадал со створом нанесенных на рейках штрихов. Пользуясь визирным лучом теодолита,

совмещенным со створом штрихов реек, в штольне отмечают и закрепляют ряд точек по направлению створа, дирекционный угол которого известен из определения на поверхности земли.

Усовершенствованный способ створа двух отвесов относится к классу точных способов ориентирования и находит применение при сооружении тоннелей метрополитена и гидротехнических тоннелей.

4. Способ шкалового примыкания к отвесам заключается в следующем.

На поверхности около ствола закрепляют точки  $A$  и  $B$  (рис. 93). Дирекционный угол на линию  $AB$  передают от стороны триангуляции или линий основной полигонометрии. В ствол опускают два отвеса  $O_1$  и  $O_2$ . За отвесами на высоте угломерного инструмента,

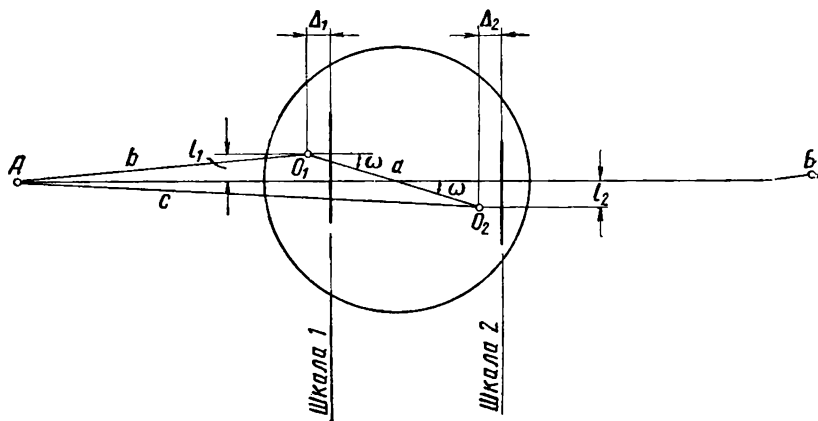


Рис. 93

установленного в точке  $A$ , укрепляют шкалы перпендикулярно к линии  $AB$ .

Визирную ось инструмента наводят на марку, установленную над точкой  $B$ , и отсчитывают положение ее  $q'_{AB}$  на шкале 1. Затем визирную ось наводят на отвес  $O_1$  и снова отсчитывают ее положение  $q_{O_1}$  на той же шкале.

Расстояние между отвесом  $O_1$  и направлением  $AB$  определяют по формуле

$$l_1 = (q'_{AB} - q_{O_1}) \left( 1 - \frac{\Delta_1}{b} \right), \quad (X.1)$$

где  $\Delta_1$  — расстояние между плоскостью шкалы и отвесом;  
 $b$  — расстояние от инструмента до отвеса  $O_1$ .

Аналогично определяют расстояние  $l_2$  от отвеса  $O_2$  до направления линии  $AB$

$$l_2 = (q_{O_2} - q''_{AB}) \left( 1 - \frac{\Delta_2}{c} \right). \quad (X.2)$$

В приведенной формуле:

$q_{O_2}$  — отсчет положения визирной оси инструмента на шкале,

расположенной позади отвеса  $O_2$ , при наведении на этот отвес;

$q_{AB}$  — отсчет положения визирной оси инструмента на шкале, расположенной позади отвеса  $O_2$ , при наведении на марку, установленную над точкой  $B$ ;

$\Delta_2$  — расстояние от плоскости шкалы, расположенной позади отвеса  $O_2$ , до этого отвеса;

*a*

*c* — расстояние от инструмента до отвеса  $O_2$ .

Угол  $\omega$  между линией, соединяющей отвесы, и линией  $AB$ , как видно из рис. 93, определяется по формуле

$$\sin \omega = \frac{l_1 + l_2}{a}. \quad (X.3)$$

При малой величине угла  $\omega$  можно написать

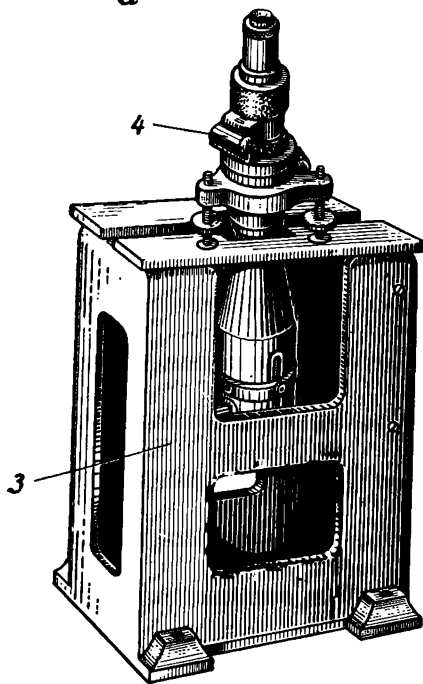
$$\omega'' = \frac{l_1 + l_2}{a} \rho''. \quad (X.4)$$

В подземных выработках передача дирекционного угла с линии отвесов на линию подземной полигонометрии производится так же.

Ввиду недостаточной точности определения длин отрезков  $l_1$  и  $l_2$  по шкалам ориентирование этим способом выполняется с ошибкой, достигающей  $25''$ , поэтому он не получил широкого применения.

5. Способ оптического клина основан на применении оптической бипризмы.

В объективной части специально сконструированной зрительной трубы укреплен насадка *1* (рис. 94, б) с оптической бипризмой и коллиматором *2*. Трубу с цилиндрическим уровнем *4* (рис. 94, а) для приведения визирной оси трубы в вертикальное положение устанавливают на специальную подставку *3*. Ось коллиматора *1* (см. рис. 95, а) установлена перпендикулярно к ребру клина *2*.



*б*

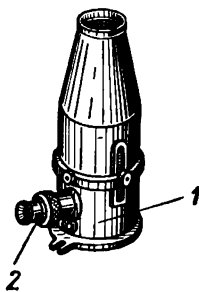


Рис. 94

Подставку устанавливают на прочное перекрытие ствола шахты. В подземных выработках между двумя закрепленными знаками подземной полигонометрии натягивают тонкую проволоку. На этой проволоке укрепляют рейку или специальные шкалки. Ось рейки точно центрируют с осью проволоки. С одного конца рейки по оси ее нанесен штрих, а с другого — два штриха в виде биссектора.

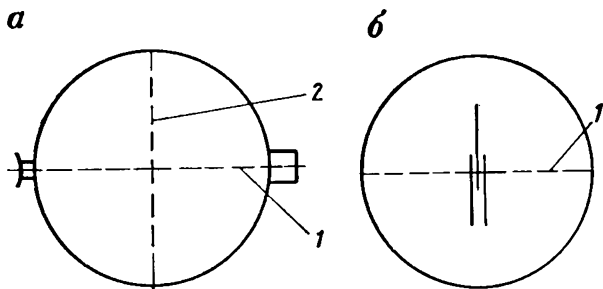


Рис. 95

При рассматривании рейки через оптическую трубу, снабженную бипризмой и установленную над стволом, вращением трубы вокруг ее вертикальной оси можно добиться такого положения, чтобы изображение концов рейки имело вид, показанный на рис. 96, б.

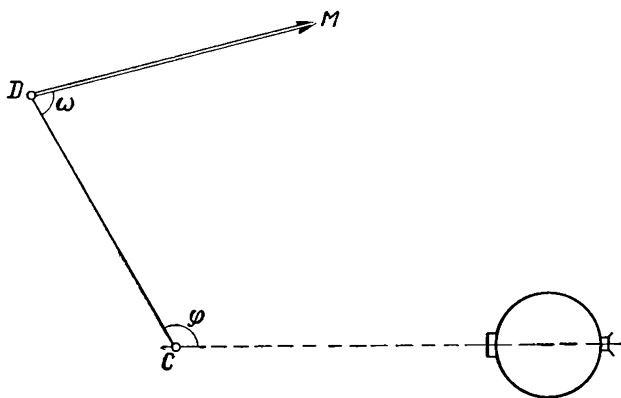


Рис. 96

Это происходит в тот момент, когда ребро бипризмы 1 занимает положение, перпендикулярное к оси рейки, а следовательно, линии подземной полигонометрии. Ось коллиматора в этом случае окажется параллельной линии хода подземной полигонометрии. Дирекционный угол оси коллиматора определяют следующим образом.

На шахтной площадке в пределах пучка параллельных лучей коллиматора, в произвольно выбранной точке *C* (рис. 96), удаленной от ствола на 30—40 м, устанавливают оптический теодолит. Поло-

жение точки  $C$  выбирают таким образом, чтобы с нее видна была точка  $D$  основной или подходной полигонометрии. Над точкой  $D$  устанавливают второй оптический инструмент. Измеряя углы  $\omega$  и  $\varphi$  и зная исходный дирекционный угол линии  $DM$ , можно вычислить дирекционный угол оси коллиматора, а следовательно, и линии подземного полигонометрического хода.

Для увеличения точности передачи дирекционного угла производят многократное совмещение штриха рейки; при этом измеряют после каждого совмещения угол  $\varphi$ . Из полученных результатов вычисляют среднее значение.

Величина средней квадратической ошибки передачи дирекционного угла оптическим способом при благоприятных условиях равна примерно  $\pm 10''$ .

Однако наличие в стволах воздушных потоков и неоднородной плотности воздуха создает рефракционное влияние, и точность ориентирования значительно снижается.

Для передачи координат в подземные выработки при помощи специальной доски с нанесенной сеткой квадратов определяют точку, в которую проектируется визирная ось зрительной трубы проектора. После этого измеряют расстояние между этой точкой и знаком подземного полигонометрического хода.

В последнее время для передачи координат в шахту используют прибор «проектор направлений» ПН-48, разработанный ВНИМИ.

6. Способ соединительного треугольника имеет следующую геометрическую схему.

В ствол шахты опускают два отвеса:  $O_1$  и  $O_2$  (рис. 97). В точке  $A$ , закрепленной на поверхности ствола, измеряют угол  $\alpha$  между направлениями на отвесы и примычный угол  $\omega$ . Кроме того, измеряют расстояние  $a$  между отвесами и расстояния  $b$  и  $c$  от инструмента и до каждого из двух отвесов.

Таким образом, на поверхности получают треугольник  $ABC$ , в котором измерены три стороны и один угол. Этот треугольник называют соединительным. По результатам измерений могут быть вычислены значения двух остальных углов  $\beta$  и  $\gamma$  треугольника. Зная дирекционный угол направления  $AT_1$  и значение примычного угла  $\omega$  и пользуясь углами соединительного треугольника, можно получить дирекционный угол линии  $BC$ , т. е. плоскости, проходящей через отвесы.

В подземных выработках около ствола закрепляют точки  $A_1$ . В этой точке измеряют углы  $\alpha_1$  и  $\omega_1$ , а также стороны  $a_1$ ,  $b_1$  и  $c_1$  подземного соединительного треугольника. Принимая в подземных выработках дирекционный угол плоскости, проходящей через отвесы, за исходный, при помощи углов подземного соединительного треугольника и примычного угла  $\omega_1$  вычисляют дирекционный угол приствольной линии  $A_1M_1$  подземного полигонометрического хода.

На поверхности земли точку  $A$  включают в ход подходной полигонометрии, из уравнивания которого получают ее координаты. Пользуясь сторонами соединительных треугольников на поверхности

и под землей, а также дирекционными углами этих сторон, вычисляют координаты точки  $A_1$ , закрепленной в подземных выработках. При этих вычислениях координаты отвесов, определенные через стороны соединительного треугольника на поверхности, в подземных выработках принимают за исходные.

7. Способ двух шахт имеет в основе следующее геометрическое построение.

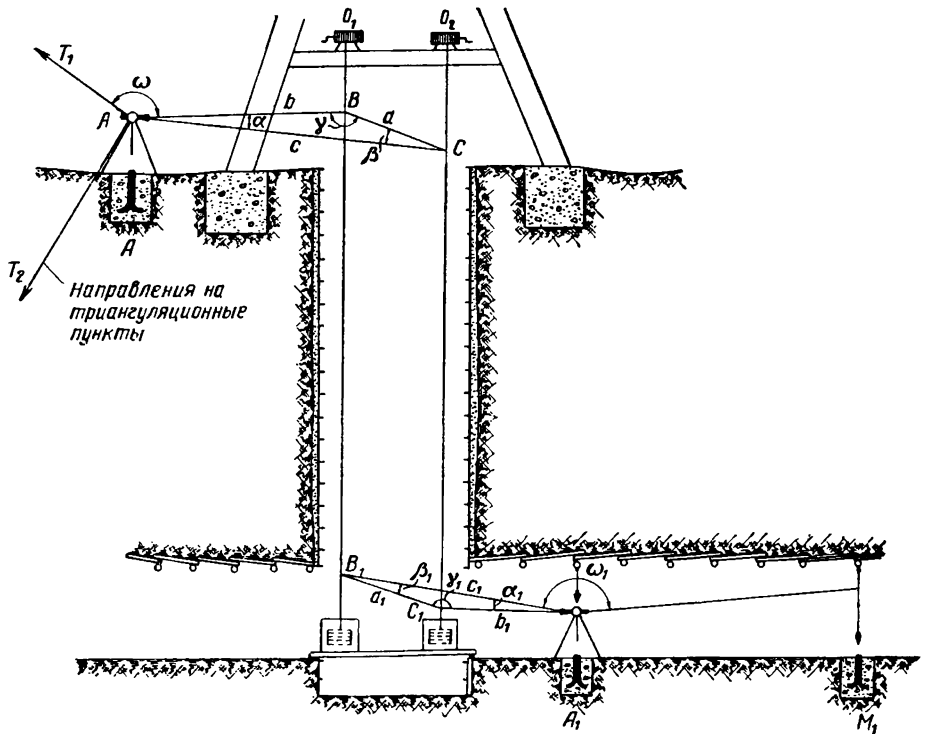


Рис. 97

Предположим, что при односторонней проходке от ствола  $A$  в подземных выработках проложен по мере продвижения забоя вперед полигонометрический ход  $A_1B_1$ , в котором измерены стороны  $S$  и углы  $\beta$  (рис. 98). В конце хода пройден ствол или пробурена скважина  $B$ . Опустим два отвеса  $O_1$  и  $O_2$ . Координаты этих отвесов на поверхности определим от пунктов основной полигонометрии, а в подземных выработках начало и конец полигонометрического хода привяжем к этим отвесам. Таким образом получим исходные координаты начальной и конечной точек подземного полигонометрического хода.

Для ориентирования этого хода примем условный дирекционный угол первой линии равным  $\alpha_y$  и при этой ориентировке вычислим



координаты последней точки хода  $B'_1$ . Очевидно, что угол  $\theta$ , рассчитанный по координатам точек  $A_1$  и  $B_1$  и  $A_1$  и  $B'_1$  между диагоналями хода  $A_1B_1$  и  $A_1B'_1$ , будет искомой величиной для перехода от условного ориентирования полигонометрического хода к действительному.

Угол

$$\theta = \alpha_{A_1B_1} - \alpha_{A_1B'_1}.$$

При описанном способе ориентирования полигонометрических ходов ошибки измерения углов и линий, действующие на смещение конечной точки хода в направлении, перпендикулярном к линии

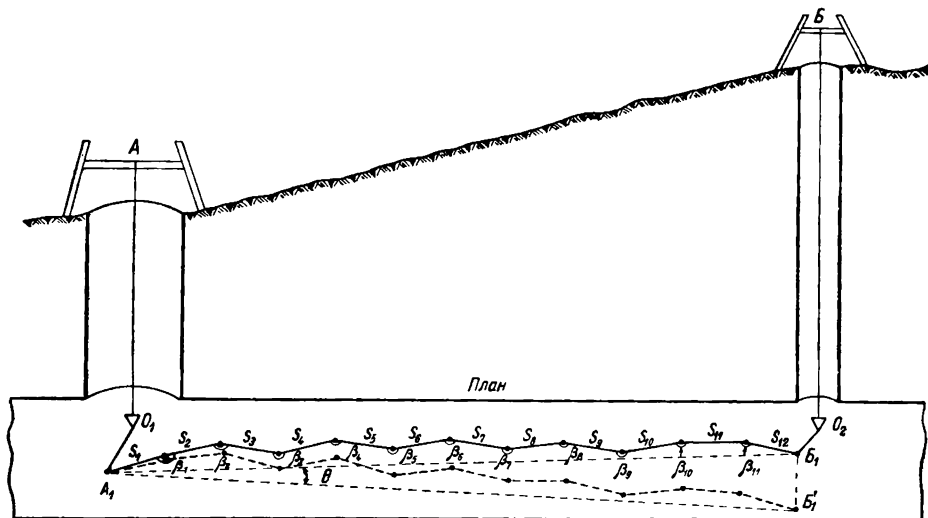


Рис. 98

$AB$ , целиком входят в определение угла  $\theta$ , понижая тем самым точность получения дирекционных углов сторон полигонометрического хода.

Способ ориентирования двух шахт выгодно отличается от всех остальных. Он позволяет получить дирекционный угол линии подземного полигонометрического хода со средней квадратической ошибкой  $\pm 8",0$  непосредственно у забоя, тогда как все остальные способы ориентируют только первую линию полигонометрического хода у ствола.

Однако этот способ может быть применен только при наличии скважин и когда трасса тоннеля прямолинейна или имеет большой радиус круговой кривой.

8. Способ поляризации светового потока требует специального оборудования с поляризаторами. При распространении волн светового потока происходят колебания во всех направлениях. При помощи поляризаторов можно добиться того, что

колебания световых волн будут происходить лишь в одной плоскости, называемой плоскостью поляризации. Если взять два полироида, поставить один за другим, установив взаимно перпендикулярно к их плоскости поляризации, то свет через них не пройдет. Если плоскости поляризации полироидов совпадают, то световой поток через них проходит беспрепятственно.

На этом принципе основано ориентирование способом поляризации светового потока. В шахте устанавливают поляризатор, на котором отмечено направление плоскости поляризации световых волн.

Над стволом шахты устанавливают второй поляризатор, называемый анализатором. Вращая анализатор, добиваются минимума прохождения света через два поляризатора. Это происходит в том положении, когда направления распространения волн в поляризаторе и анализаторе взаимно перпендикулярны. Дирекционный угол установленного направления световых волн анализатора можно определить от геодезического обоснования, построенного на поверхности, тем самым будет определен дирекционный угол направления распространения света в поляризаторе, установленном в подземных выработках.

Визуальный метод регистрации минимального светового потока позволяет фиксировать направления плоскости поляризации с точностью до  $5'$  при глубине шахты до 1000 м, но при этом должен быть применен сильный источник света.

Применение светочувствительных элементов и электронной фотоэлектрической аппаратуры позволяет в лабораторных условиях определять направление поляризационной плоскости со средней квадратической ошибкой порядка  $\pm 5''$  [54].

Ориентирование методом поляризации светового потока находят применение в специальных работах.

9. Автоколлимационный способ ориентирования имеет следующую геометрическую схему.

На поверхности земли у ствола шахты, в точке  $A$  (рис. 99) устанавливают высокоточный теодолит с автоколлимационным окуляром. В точке  $B$  устанавливают верхнее поворотное устройство  $ВПУ$  с зеркальной отражательной поверхностью, вращающейся вокруг горизонтальной оси. В точках  $C$  и  $D$  устанавливают среднее поворотное устройство  $СПУ$  и нижнее поворотное устройство  $НПУ$ . На оси поворотных устройств имеется вертикальный круг, с ценой деления верньеров  $1'$ . Основания поворотных устройств ( $ПУ$ ) имеют приспособление для плавного поворота зеркала по азимуту.

Если визирные лучи  $AB$ ,  $BC$ ,  $CD$  и  $DA_1$  лежат в одной вертикальной плоскости, то отсчет по горизонтальному кругу теодолита, расположенного в точке  $A$ , дает направление нормали  $N_3$ . Таким образом, дирекционные углы стороны  $AT$  с поверхности можно передать на сторону  $DA_1$ , расположенную в подземных выработках.

Для выполнения этого условия необходимо, чтобы плоскости зеркал  $ПУ$  были параллельны горизонтальным осям вращения, а оси вращения  $ПУ$  горизонтальны.

Теодолит и все зеркала должны быть установлены в одной вертикальной плоскости с точностью  $\pm 10-20''$ .

Как показали результаты производственного применения этого способа, средняя квадратическая ошибка ориентирования из одного приема равна  $\pm 8'',2$ , из шести приемов —  $\pm 3'',4$ .

10. Гирскопическое ориентирование. Гирскоп представляет собой устройство, состоящее из быстро

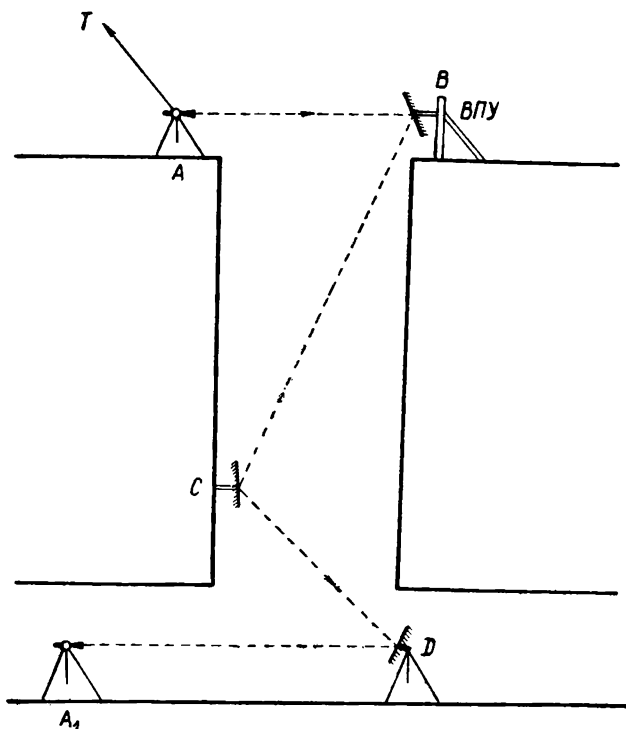


Рис. 99

вращающегося динамически симметричного ротора и системы опор, обеспечивающих движение ротора вокруг неподвижной точки, лежащей на его главной оси. Такой гироскоп называется трехстепенным. В гироскопах ротор вращается с угловой скоростью 25 000 об/мин и более. Гироскопы рассчитаны на питание трехфазным током частотой 400, 500 и 1000 гц. Трехстепенный гироскоп, центр тяжести которого совмещен с точкой подвеса, называется свободным.

Теоретические исследования показывают, что при современном уровне развития техники точность определения направления истинного меридиана при помощи гироскопа в средних широтах может быть доведена до  $\pm 5''$ .

Гиротеодолиты снабжены системами слежения, которые предназначены для согласования движений угломерной части с движением чувствительного элемента ЧЭ для осуществления связи направлений главной оси симметрии гироскопа с горизонтальным кругом угломерной части.

В 1950 г. в СССР в маркшейдерском гироскопе М-1 применили слежение за движением ЧЭ вращением алидады угломерной части. Слежение осуществляется поворотом алидады угломерной части при совмещении наблюдаемого штриха, отраженного от зеркала ЧЭ, с биссектором сетки автоколлимационной трубы, скрепленной с алидадой.

Угломерная часть гиротеодолита используется для определения направления положения динамического равновесия главной оси симметрии гироскопа, совпадающего с направлением истинного меридиана точки стояния прибора, и для угловой привязки к этому направлению направления на местный предмет.

В настоящее время отработаны конструкции и налажен промышленный выпуск различных приборов для гироскопического ориентирования.

Во Всесоюзном научно-исследовательском маркшейдерском институте изготовлены гироскопы М-2, М-3, МГ-1 и МВ-1, позволяющие определять направление меридиана в точке стояния со средней квадратической ошибкой 35—45". В 1964 г. появился гироскоп МТ-1 на торсионном подвесе чувствительного элемента, дающий более высокую точность и имеющий меньшие габариты и вес.

Венгерской фирмой «МОМ» налажен серийный выпуск гиротеодолита Ги-В1 и Ги-В2. Средняя квадратическая ошибка измерения направления меридиана в точке стояния гироскопа МТ-1 и Ги-В1 колеблется в различных приборах от  $\pm 10$  до  $\pm 20$ ".

В настоящее время приборы для гироскопического ориентирования разрабатываются как в СССР, так и за рубежом (в Венгрии, ГДР, ФРГ, Англии, США и в других странах).

В Венгрии выпускаются гироскопические насадки Ги-С1 и Ги-С2 на оптический теодолит.

Гироскопический способ ориентирования — наиболее универсальный из всех ранее перечисленных способов, поэтому он найдет весьма широкое применение в практике строительства тоннелей и подземных сооружений. Этот способ дает возможность определить азимут любого направления в любом месте подземных выработок, не связывая это определение с передачей дирекционного угла с поверхности через ствол шахты.

После пуска гироскопа ось чувствительного элемента приобретает колебательное движение с постепенным затуханием амплитуды. В результате слежения за колебанием оси ЧЭ в моменты наибольших отклонений оси от линии динамического равновесия чувствительного элемента производят отсчеты по лимбу теодолита.

Точки, в которых движение оси ЧЭ меняет свое направление, называются точками реверсии.

В гироскопах Ги-В2 имеется система автоматического слежения, что повышает точность определения азимута заданного направления.

Точность гироскопического ориентирования в значительной степени зависит от точности определения положения динамического равновесия  $N_{cp}$ , вычисляемого по отсчетам в точках реверсии. Для этой цели вычисляют декремент затухания  $d$  по формуле

$$d = \frac{n_2 - n_3}{n_2 - n_1}, \quad (X.5)$$

где  $n_1$ ,  $n_2$  и  $n_3$  — отсчеты в точках реверсии.

Исследования показали, что наиболее целесообразно при определении азимута брать четыре точки реверсии.

При вычислении декремента затухания по формуле (X.5) отсчет по четвертой точке реверсии используют для контроля.

Наиболее оптимальной амплитудой колебаний чувствительного элемента при наблюдении точек реверсии является амплитуда в пределах от  $0^\circ 30'$  до  $2^\circ 30'$ . При амплитудах более  $4^\circ$  наблюдения точек реверсии производить вообще не рекомендуется.

Поправку на нульпункт вычисляют по формуле

$$\Delta N = A \cdot C, \quad (X.6)$$

где  $A$  — значение нульпункта;

$C$  — коэффициент.

Коэффициент  $C$  может значительно влиять на точность гироскопического ориентирования, поэтому необходимо надежно определять его значение по формуле

$$C = - \frac{40 - [N'_3 - N'_1] - [N'_2 - N'_1]}{[N'_3 - N'_1] + [N'_2 - N'_1]} 30'', \quad (X.7)$$

где

$$\left. \begin{aligned} N'_1 &= \frac{n_1 + n_2}{2}, & N_1 &= \frac{N'_2 + N'_1}{2} \\ N'_2 &= \frac{n_2 + n_3}{2}, & N_2 &= \frac{N'_3 + N'_2}{2} \\ N'_3 &= \frac{n_3 + n_4}{2}, & N_{cp} &= \frac{N_1 + N_2}{2} \end{aligned} \right\}, \quad (X.8)$$

$n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  и  $n_4$  — отсчеты в точках реверсии.

Формулой (X.7) рекомендуется пользоваться при амплитудах менее  $20'$ .

Средняя квадратическая ошибка определения коэффициента  $C$  определяется величиной  $\pm 0'',1$ .

Коэффициент  $C$  изменяется в зависимости от широты. Это изменение определяется выражением

$$C_1 = C_0 \frac{\cos \varphi_0}{\cos \varphi_1}, \quad (X.9)$$

где  $C_0$  — коэффициент, определенный в точке на широте  $\varphi_0$ ;  
 $C_1$  — коэффициент в точке с широтой  $\varphi_1$ .

Астрономический азимут, определенный гиротеодолитом, вычисляют по формуле

$$\left. \begin{aligned} a &= a_{\text{гир}} + \Delta \\ a_{\text{гир}} &= M - N_0 \end{aligned} \right\}, \quad (\text{X.10})$$

где  $a_{\text{гир}}$  — азимут, определенный гироскопом;

$\Delta$  — постоянная поправка гиротеодолита;

$M$  — среднее значение направления на ориентирный пункт;

$$N_0 = N_{\text{ср}} + \Delta N;$$

$N_0$  — окончательное значение положения равновесия вынужденных колебаний чувствительного элемента;

$N_{\text{ср}}$  — среднее положение равновесия ЧЭ.

Постоянная поправка  $\Delta$  определяется перед работой на линии, дирекционный угол которой известен с необходимой точностью. При ориентировании подземных выработок следует эту поправку определять непосредственно у ствола шахты перед началом работ по ориентированию.

Постоянную поправку рекомендуется определять несколькими пусками (от 6 до 15 пусков). После каждого пуска рекомендуется выключить гироскоп до полного его охлаждения.

По исследованиям различных гиротеодолитов из 612 определений азимутов средняя квадратическая ошибка определения азимута одним приемом равна  $\pm 16''$ .

Определять азимут направления более чем тремя пусками не рекомендуется.

### § 63. Процесс ориентирования способом створа двух отвесов

Для ориентирования подземных выработок по способу створа двух отвесов на поверхности над одной из точек (например, 1 на рис. 100), которыми закреплена ось подходной штольни, тщательно центрируют теодолит. С другой стороны створа над точкой 2, закрепляющей ось подходной штольни, центрируют визирную марку. В створе визирного луча теодолита, направленного по оси подходной штольни, подвешивают отвесы  $O_1$  и  $O_2$ .

В штольне, в продолжение створа подвешенных отвесов, устанавливают второй теодолит в точке  $C$ , после чего, перевернув трубу через зенит, в верхнем креплении штольни забивают два гвоздя таким образом, чтобы отвесы, подвешенные к этим гвоздям, расположились в створе визирного луча теодолита. Под отвесами в штольне закладывают бетонные монолиты с металлическими стержнями. На этих стержнях под остриями отвесов отмечают точки  $D$  и  $E$ .

Как показано на рис. 100, дирекционный угол линии  $DE$ , закрепленный в подземной выработке, соответствует дирекционному

углу линии 1—2, т. е. оси подходной штольни, закрепленной на поверхности.

Для передачи координат измеряют на поверхности расстояние  $l_1$  от инструмента до отвеса  $O_1$  и расстояние  $l_2$  между отвесами  $O_1$  и  $O_2$ .

В штольне измеряют расстояние  $l_3$  между отвесом  $O_2$  и отвесом, укрепленным над точкой  $D$ . Кроме того, для проверки в штольне измеряют также расстояние  $l'_2$  между отвесами  $O'_1$  и  $O_2$ .

Зная координаты точки 1 на поверхности и дирекционный угол линии, соединяющей отвесы, а также измеренные перечисленные выше расстояния и расстояние  $l_4$ , нетрудно получить координаты точек  $D$  и  $E$  в штольне.

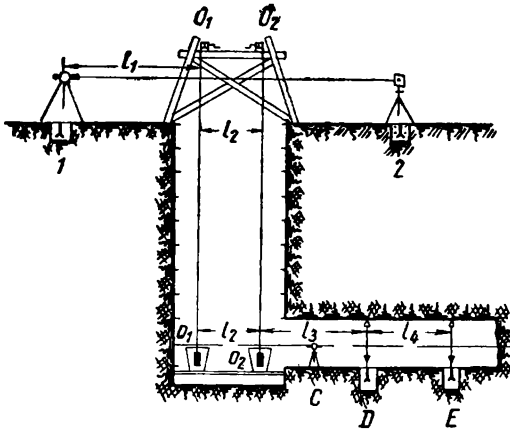


Рис. 100

В качестве отвесов применяют грузы, подвешенные на тонких стальных проволоках. Вес груза и толщину проволоки подбирают в зависимости от глубины ствола:

а) для шахт глубиной 20—30 м груз весом 30—40 кг при диаметре проволоки 0,5—0,8 мм;

б) для шахт глубиной 40—80 м груз весом 60—80 кг при диаметре проволоки 0,8—1,0 мм;

в) для шахт глубиной 100—200 м груз весом 100—140 кг при диаметре проволоки 1,0—1,2 мм.

Вес груза и диаметр проволоки при ориентировании шахт глубиной свыше 200 м определяются в каждом отдельном случае исходя из конкретных условий: глубины ствола, скорости движения воздуха и интенсивности «капежа».

В табл. 33 указывается предельная прочность стальной углеродистой пружинной проволоки, изготовляемой согласно ГОСТ 5047—49. Во избежание обрыва проволоки максимальная нагрузка на 1 мм<sup>2</sup> поперечного сечения проволоки не должна превышать 120 кг. Проволоки, предназначенные для отвесов, не должны иметь изломов.

После натяжения проволоки под действием подвешенного груза она должна представлять прямую линию. Для того чтобы избежать остаточной извилистости, диаметр барабанов, на которые наматывают проволоку для ориентирования, должен быть не менее 2,5 дм. Чем больше поперечное сечение проволоки, тем больше должен быть диаметр барабана.

При ориентировании рассматриваемым способом проволоки отвесов подвешивают на специальные устройства, дающие возможность

микрометренного передвижения точек подвесов в направлении, перпендикулярном к оси подходной штольни. Эти устройства надежно закрепляют на копре шахты. Предварительно устанавливают отвесы в створе оси подходной штольни на глаз.

Для придания отвесу более устойчивого положения грузы опускают в баки, наполненные маслом. Вязкость масла должна быть такой, чтобы она позволяла отвесу свободно занимать вертикальное положение.

В качестве жидкости (успокоителя грузов отвесов) применяют также воду с мелкими опилками.

Для правильного проектирования точек и направлений подвешенные проволоки на всем протяжении не должны касаться предметов в стволе.

Выполнение этого обязательного условия проверяют путем посылки сверху вниз по проволоке так называемой «почты». Для этой цели применяют колпачок из рубероида.

Проволока под действием груза увеличивается в длине, поэтому подвешивать ее необходимо не менее чем за 15 мин до измерений, связанных с ориентированием. Величину удлинения проволоки под действием подвешенного груза можно подсчитать по известной формуле

$$\Delta l = \frac{Ql}{EF}, \quad (X.11)$$

где  $Q$  — вес груза;

$l$  — длина проволоки;

$E$  — модуль упругости, который для стальной проволоки можно принять  $2 \cdot 10^6$  кг/см<sup>2</sup>;

$F$  — площадь поперечного сечения проволоки.

Если взять проволоку диаметром 0,6 мм, то  $F = 0,003$  см<sup>2</sup>. При  $l = 80$  м и  $Q = 35$  кг

$$\Delta l = \frac{35 \cdot 8000}{0,003 \cdot 2 \cdot 10^6} = 43 \text{ см.}$$

Расхождения в расстояниях между отвесами, измеренных на поверхности  $l_2$  и под землей  $l'_2$ , допускают (с учетом поправок за температуру и компарирование) не более 2 мм.

Если расхождения по величине больше 2 мм, следовательно проволоки отвеса не проходят свободно в стволе и отклоняются от вертикальных линий. В этом случае направление оси подходной штольни в подземных выработках будет задано неправильно.

Т а б л и ц а 33

Диаметр проволоки в мм	Предельная прочность проволоки при растяжении в кг
0,5	43
0,8	100
1,0	153
1,2	225



## § 64. Процесс ориентирования по способу соединительного треугольника

Точность ориентирования во многом зависит от формы соединительного треугольника. Выведем формулы, позволяющие определить наиболее выгодную форму соединительного треугольника.

Угол  $\beta$  соединительного треугольника определяется по формуле

$$\sin \beta = \sin \alpha \frac{b}{a}. \quad (\text{X.12})$$

Возьмем полный дифференциал

$$\cos \beta \frac{d\beta}{\rho} = \frac{\sin \alpha}{a} db - \frac{b \sin \alpha}{a^2} da + \frac{b}{a} \cos \alpha \frac{d\alpha}{\rho},$$

откуда

$$d\beta = \frac{\sin \alpha}{a \cos \beta} \rho db - \frac{b \sin \alpha}{a^2 \cos \beta} \rho da + \frac{b \cos \alpha}{a \cos \beta} d\alpha. \quad (\text{X.13})$$

Но  $\sin \alpha = \sin \beta \frac{a}{b}$ , поэтому

$$d\beta = \operatorname{tg} \beta \rho \frac{db}{b} - \operatorname{tg} \beta \rho \frac{da}{a} + \frac{b \cos \alpha}{a \cos \beta} d\alpha. \quad (\text{X.14})$$

Перейдем к средним квадратическим ошибкам

$$m_{\beta}^2 = \operatorname{tg}^2 \beta \rho^2 \frac{m_b^2}{b^2} + \operatorname{tg}^2 \beta \rho^2 \frac{m_a^2}{a^2} + \frac{b^2}{a^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \beta} m_{\alpha}^2.$$

Примем

$$m_b = m_a = m_s.$$

Тогда

$$m_{\beta}^2 = \operatorname{tg}^2 \beta \left( \frac{1}{b^2} + \frac{1}{a^2} \right) \rho^2 m_s^2 + \frac{b^2 \cos^2 \alpha}{a^2 \cos^2 \beta} m_{\alpha}^2. \quad (\text{X.15})$$

Первый член правой части формулы выражает влияние ошибок измерения линий соединительного треугольника на точность определения угла  $\beta$ . Обозначим это влияние через  $m'_{\beta}$

$$(m'_{\beta})^2 = \operatorname{tg}^2 \beta \left( \frac{1}{b^2} + \frac{1}{a^2} \right) \rho^2 m_s^2 \quad (\text{X.16})$$

или

$$m'_{\beta} = \operatorname{tg} \beta \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{a^2 b^2}} \rho m_s. \quad (\text{X.17})$$

Полученная формула показывает, что чем меньше угол  $\beta$ , тем меньше влияние ошибки измерений линий соединительного треугольника на значение вычисляемого угла  $\beta$ .

Если угол  $\beta$  мал, то и угол  $\alpha$  мал, т. е. соединительный треугольник должен иметь вытянутую форму.

При малых углах отношение синусов углов можно заменить отношением тангенсов. Следовательно,

$$\frac{a}{b} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta},$$

откуда

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \alpha \frac{b}{a}.$$

Подставляя значение  $\operatorname{tg} \beta$  в формулу (X.17), получаем

$$m_{\beta}^{\circ} = \frac{b}{a} \operatorname{tg} \alpha \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{a^2 b^2}} \rho m_{\alpha},$$

или

$$m_{\beta}^{\circ} = \operatorname{tg} \alpha \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{a^4}} \rho m_{\alpha}.$$

Если вынести из-под радикала  $a$ , получим

$$m_{\beta}^{\circ} = \frac{m_{\alpha} \operatorname{tg} \alpha}{a} \rho \sqrt{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2}. \quad (\text{X.18})$$

Рассмотрим влияние ошибки измерения угла  $\alpha$  на точность определения угла  $\beta$ . Это влияние определяется вторым членом правой части формулы (X.15), которое обозначим через  $m_{\beta}^{\prime\prime}$

$$(m_{\beta}^{\prime\prime})^2 = \frac{b^2 \cos^2 \alpha}{a^2 \cos^2 \beta} m_{\alpha}^2.$$

Заменяя  $\cos^2 \alpha$  через  $1 - \sin^2 \alpha = 1 - \sin^2 \beta \frac{a^2}{b^2}$ , получаем

$$m_{\beta}^{\prime\prime} = m_{\alpha} \sqrt{\frac{b^2}{a^2 \cos^2 \beta} - \operatorname{tg}^2 \beta}.$$

При малой величине угла  $\beta$  можно принять  $\cos \beta = 1$ ;  $\operatorname{tg} \beta = 0$ ; тогда

$$m_{\beta}^{\prime\prime} = m_{\alpha} \frac{b}{a}. \quad (\text{X.19})$$

Из анализа формул (X.18) и (X.19) следует, что угол  $\alpha$  должен быть как можно меньше и не более  $2^{\circ}$ ; расстояние  $a$  между отвесами желательно иметь как можно больше. Это расстояние зависит от габарита ствола, и при диаметре круглых стволов 6 м величина  $a$  лежит в пределах 4—5,5 м.

Кроме того, отношение  $\frac{b}{a}$  должно быть как можно меньше. Следовательно, точки  $A$  и  $A_1$  выгоднее закреплять как можно ближе к стволу.

Подвешенным отвесам после проверки их «почтой» дают время успокоиться и «отвисеться», после чего выявляют, не опустились ли отвесы на дно бачков в результате удлинения проволоки под действием груза.

Для увеличения надежности и точности ориентирование выполняют по способу соединительного треугольника при трех положениях отвесов. Для перемещения точки подвеса отвесов применяют специальные пластинки.

Эти пластинки имеют стопорное устройство, позволяющее перемещать точку подвеса точно на 15 мм. Пластинки при закреплении ориентируют таким образом, чтобы направление перемещения точки подвеса отвеса было перпендикулярно визирному лучу, направленному на отвес с точки  $A$  или  $A_1$ .

Если точка подвеса перемещается на 15 мм, то и под землей отвес смещается на такую же величину, что подтверждает отсутствие отклонения проволоки отвеса в направлении, перпендикулярном вертикальной плоскости, проходящей через отвесы.

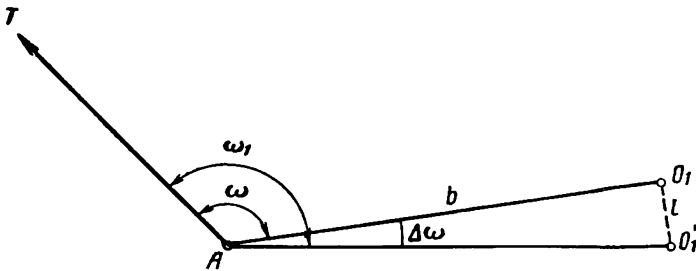


Рис. 101

Если между направлениями на пункт триангуляции и на отвес  $O_1$  в первом положении был измерен угол  $\omega$  (рис. 101), а после перемещения отвеса  $O_1$  на величину  $l$  измеренный угол оказался равным  $\omega_1$ , то разность измеренных углов  $\Delta\omega_{\text{изм}} = \omega_1 - \omega$  можно проконтролировать по формуле

$$\Delta\omega_{\text{т}} = \frac{l}{b} \rho,$$

где  $l$  — величина перемещения отвеса;

$b$  — расстояние от инструмента до отвеса.

Сходимость разности измеренных углов в подземных выработках в допустимых пределах является хорошим контролем не только правильности измерения углов, но и правильности проектирования отвесов.

Если проволока отвеса изогнулась при прикосновении к предметам оборудования в стволе, то величина  $\Delta\omega_{\text{изм}}$  получает недопустимое отклонение от теоретически рассчитанной величины.

Предварительно составленные таблицы теоретических значений величин  $\Delta\omega_{\text{т}}$  применительно к данным пластинкам для различных расстояний между инструментом и отвесами позволяют быстро осуществлять надежный полевой контроль правильности проектирования точек отвесами и угловых измерений.

При помощи пластинок можно учитывать величину перемещения отвесов со средней ошибкой порядка 0,1 мм. При расстоянии от инструмента до отвеса 4 м эта ошибка искажает угол на величину

$$d\omega = \frac{0,1}{4000} \rho \approx 5''.$$

При расстоянии между инструментом и отвесом 6 м

$$d\omega' = \frac{0,1}{6000} \rho \approx 3,5''.$$

Для контроля длин сторон соединительного треугольника в процессе измерения стороны  $c$  измеряют линейкой с миллиметровыми делениями величину перпендикуляра  $h$ , опущенного из вершины  $B$  треугольника  $ABC$  на сторону  $c$  (см. рис. 97).

Длину стороны  $c$  можно получить как сумму проекций сторон  $a$  и  $b$  (см. рис. 97).

Известно, что проекции  $a'$  и  $b'$  могут быть подсчитаны по формулам

$$a' = a - \frac{h^2}{2a},$$

$$b' = b - \frac{h^2}{2b}.$$

Таким образом,

$$c = a' + b' = a + b - \frac{h^2}{2a} - \frac{h^2}{2b}. \quad (\text{X.20})$$

Сравнивая вычисленное значение стороны  $c$  с результатом непосредственного измерения, получают надежный контроль линейных измерений.

Длины сторон  $b$  и  $c$  соединительного треугольника измеряют между центрировочным штифтом оптического инструмента и отвесами стальной прокомпарированной рулеткой, натянутой на весу гирей весом 10 кг при помощи блочных устройств.

Длину стороны  $a$  измеряют между отвесами тем же методом, что и стороны  $b$  и  $c$ .

Если центрировочный штифт при измерении сторон  $b$  и  $c$  отъюстирован тщательно, то можно считать, что линии измеряют непосредственно от оси вращения угломерного инструмента, а следовательно, ошибка центрирования инструмента над точкой  $A$  не влияет на точность определения углов  $\beta$  и  $\gamma$ . Ошибка центрирования угломерного инструмента над точкой  $A$  или  $A_1$  будет влиять только на измеряемые примычные углы  $\omega$  и  $\omega_1$ . На поверхности линии, от которой передается дирекционный угол в подземные выработки, обычно можно получить значительной длины, вследствие чего ошибка центрирования инструмента при ориентировании влияет на точность измеряемого примычного угла  $\omega$  очень мало.

В подземных выработках первая линия подземной полигонометрии бывает короткой, поэтому ошибка центрирования угломерного инструмента над точкой  $A_1$  существенная. Так, при ошибке центри-

рования 1,0 мм и длине линии подземной полигонометрии 25 м влияние этой ошибки на угловые измерения может достигать 8".

Для уменьшения влияния ошибки центрирования в подземных выработках применяют косвенный способ примыкания к отвесам. При этом способе точку  $A_1$  не закрепляют, а инструмент устанавливают в произвольной точке  $J$  (рис. 102). В процессе ориентирования дополнительно измеряют стороны  $s_1$ ,  $s_2$  и угол  $\theta$ . Дирекционный угол плоскости, проходящей через отвесы, передают на линию подземной полигонометрии при помощи измеренного примычного угла  $\omega_1$

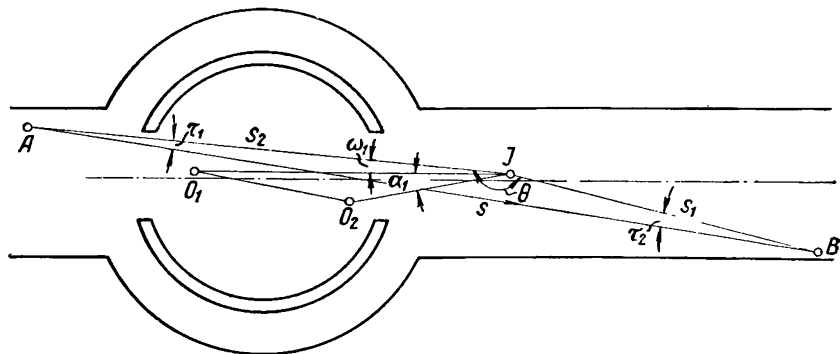


Рис. 102

и вычисленного угла  $\tau_1$ . Угол  $\tau_1$  из вычислений по измеренным сторонам  $s_1$ ,  $s_2$  и углу  $\theta$  определяют с довольно высокой точностью. В этом случае углы  $\omega_1$  и  $\tau_1$  свободны от влияния ошибки центрирования угломерного инструмента над произвольной точкой.

Ошибка определения острого угла  $\tau_1$  можно подсчитать по формуле (III.5).

Для увеличения точности результатов ориентирования на поверхности и внизу устанавливают одновременно по два инструмента. Таким образом, при каждом положении отвеса образуются на поверхности и в шахте по два соединительных треугольника.

Иногда ориентирование выполняют по трем отвесам. В этом случае на поверхности и в шахте образуются по два соединительных треугольника. При таком ориентировании можно перемещать только один отвес  $O_1$ , общий для двух соединительных треугольников. Этот способ ориентирования позволяет осуществить дополнительный контроль, заключающийся в том, что двугранный угол  $Q$  между плоскостями, проходящими через отвесы  $O_1$  и  $O_2$ , а также через отвесы  $O_1$  и  $O_3$  на поверхности и в шахте в пределах допусков должен быть одинаковым.

В соединительном треугольнике измеряют все три стороны и угол, поэтому возникает одно избыточное измерение, позволяющее уравновесить результаты измерений.

Условное уравнение можно записать в виде требования равенства суммы уравновешенных углов соединительного треугольника  $180^\circ$

$$\alpha + \beta + \gamma = 180^\circ, \quad (\text{X.21})$$

откуда легко получить

$$(\alpha) + (\beta) + (\gamma) + f'' = 0,$$

где  $(\alpha)$ ,  $(\beta)$  и  $(\gamma)$  — поправки углов  $\alpha$ ,  $\beta$  и  $\gamma$ , которые находят из уравнивания.

После замены поправок углов  $\beta$  и  $\gamma$  поправками измеренных сторон  $a$ ,  $b$  и  $c$  и измеренного угла  $\alpha$  получим

$$\frac{\alpha''}{a} \{(a) + (b) - (c)\} - \frac{\alpha^2 bc}{\rho^2 a^2} (\alpha) + f'' = 0. \quad (\text{X.22})$$

Второй член левой части формулы (X.22) на два порядка меньше первого и им можно пренебречь. Тогда можно написать

$$\text{или} \quad \left. \begin{aligned} \frac{\alpha''}{a} \{(a) + (b) - (c)\} + f'' = 0 \\ (a) + (b) - (c) + \frac{f''}{\alpha''} a = 0 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{X.23})$$

Нормальное уравнение будет иметь вид

$$3k + \frac{f''}{\alpha''} a = 0,$$

откуда

$$k = - \frac{f''}{3\alpha''} a.$$

Поправки в измеренные стороны определяют по формулам

$$\left. \begin{aligned} (a) &= - \frac{f''}{3\alpha} a \\ (b) &= - \frac{f''}{3\alpha} a \\ (c) &= + \frac{f''}{3\alpha} a \end{aligned} \right\}. \quad (\text{X.24})$$

Следовательно, значения поправок в измеренные длины сторон соединительного треугольника одинаковы, если стороны измерены равноточно.

Уравнивание результатов измерений соединительного треугольника осуществляется только введением поправок в измеренные длины сторон, оставляя без изменения измеренный угол  $\alpha$ .

На этом основании уравнивание измеренных сторон соединительного треугольника производят упрощенным способом по следующей программе.

По измеренным сторонам и углу  $\alpha$  вычисляют значение угла  $\beta$ , затем длину стороны  $c$  по формуле

$$c_{\text{выч}} = b \cos \alpha + a \cos \beta. \quad (\text{X.25})$$

После этого полученную длину стороны  $c$  сравнивают с непосредственно измеренной и подсчитывают невязку

$$f_s = c_{\text{выч}} - c_{\text{изм.}}$$

Зная невязку, подсчитывают поправки в измеренные стороны по формулам

$$(a) = -\frac{f_s}{3},$$

$$(b) = -\frac{f_s}{3},$$

$$(c) = +\frac{f_s}{3}.$$

Пример уравнивания приведен в прилож. 2.

Ошибка ориентирования одним приемом способа соединительного треугольника определяется формулой

$$m_0 = \sqrt{m_{\alpha_{\text{исх}}}^2 + (m_0)_s^2 + (m_0)_\beta^2 + (m_0)_\Pi^2}, \quad (\text{X.26})$$

где  $m_{\alpha_{\text{исх}}}$  — ошибка исходного дирекционного угла;

$(m_0)_s$  — ошибка ориентирования, возникающая вследствие ошибок измерения сторон в соединительных треугольниках на поверхности и в шахте,

$$(m_0)_s^2 = \left( \text{tg}^2 \alpha \rho^2 \frac{a^2 + b^2}{a^4} + \text{tg}^2 \alpha_1 \rho^2 \frac{a_1^2 + b_1^2}{a_1^4} \right) m_s^2; \quad (\text{X.27})$$

$(m_0)_\beta$  — ошибка ориентирования, возникающая вследствие ошибок измерения углов  $\alpha$  и  $\alpha_1$ , а также примычных углов  $\omega$  и  $\omega_1$ ,

$$(m_0)_\beta^2 = 2m^2 \left( 1 + \frac{b}{a} + \frac{b^2}{a^2} \right) + 2m_1^2 \left( 1 + \frac{b_1}{a_1} + \frac{b_1^2}{a_1^2} \right), \quad (\text{X.28})$$

$m$  и  $m_1$  — ошибки измерения направлений на поверхности и под землей;

$(m_0)_\Pi$  — ошибка ориентирования, возникающая вследствие ошибок проектирования точек отвесами.

Ошибка проектирования направления на глубину около 80 м (при расстоянии между отвесами 4–5 м) на основе опытных данных принимают равной  $\pm 8''$ , причем систематическая часть ошибки держится в пределах  $\pm 6''$ , а случайная — в пределах  $\pm 5''$ .

При  $\alpha = 3^\circ$ ,  $m_s = 0,8$  мм,  $a = 4,5$  м и  $\frac{b}{a} = 1,5$

$$(m_0)_s = \pm 4'',6.$$

При  $m = \pm 3''$  и  $m_1 = \pm 4''$

$$(m_0)_\beta = 15'',4.$$

Принимая  $(m_0)_n = \pm 8''$ , получаем  $m_0 = \approx 18''$ .

При подсчете величины средней квадратической ошибки передачи дирекционного угла при трех положениях отвеса следует учитывать, что влияние ошибок измерения сторон соединительного треугольника, ошибок измерения углов, случайных ошибок проектирования направления отвесами будет уменьшено в  $\sqrt{3}$ . Ошибка исходного дирекционного угла и систематические ошибки проектирования направления отвесами не уменьшаются при многократном перемещении отвесов и влияние их на точность передачи дирекционного угла остается постоянным.

Поэтому формула для подсчета ожидаемой ошибки ориентирования при трех положениях отвеса примет вид

$$M_0 = \sqrt{m_{\text{исх}}^2 + \frac{(m_0)_\beta^2 + (m_0)_\gamma^2 + (m_0)_{\text{случ}}^2}{3} + (m_0)_{\text{сист}}^2}. \quad (\text{X.29})$$

С учетом значений, приведенных выше, получим

$$M_0 = \sqrt{(3'')^2 + \frac{(4''.6)^2 + (15''.4)^2 + (5'')^2}{3} + (6'')^2} = 11''.8.$$

### § 65. Процесс ориентирования по способу двух шахт

Обозначим координаты отвеса, опущенного через скважину  $B$  (см. рис. 98), полученные на поверхности от пунктов основной полигонометрии через  $y_n$  и  $x_n$ , а координаты того же отвеса, полученные посредством полигонометрического хода, проложенного под землей, — через  $y_{\text{ш}}$  и  $x_{\text{ш}}$ .

Тогда невязки по осям координат будут

$$\begin{aligned} f_y &= y_{\text{ш}} - y_n, \\ f_x &= x_{\text{ш}} - x_n. \end{aligned}$$

По этим невязкам можно вычислить продольную  $t$  и поперечную  $u$  невязки. Для вытянутого хода соответствующие формулы будут иметь вид

$$\begin{aligned} t &= \frac{f_y [\Delta y] + f_x [\Delta x]}{L}, \\ u &= \frac{f_y [\Delta x] - f_x [\Delta y]}{L}, \end{aligned}$$

где  $L$  — длина вытянутого полигонометрического хода;  $[\Delta x]$  и  $[\Delta y]$  — сумма приращений абсцисс и ординат для линий хода.

Величины  $t$  и  $u$  можно для проверки получить графически. Для этого на миллиметровой или клетчатой бумаге строят в мелком масштабе точку  $B$  с координатами  $x_B = [\Delta x]$  и  $y_B = [\Delta y]$  (рис. 103). Соединяя точку  $B$  с началом координат, получают направление  $OB$  полигонометрического хода. После этого от того же начала отклады-



вают по осям координат невязки  $f_y$  и  $f_x$  с учетом их знаков и по этим координатам строят точку  $B_1$  и определяют величину абсолютной ошибки  $f_s$ .

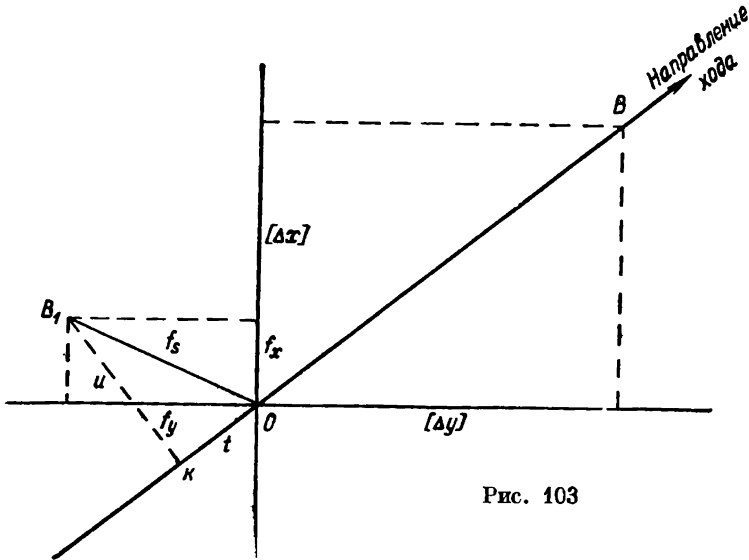


Рис. 103

Масштаб для  $f_y$  и  $f_x$  выбирают так, чтобы на чертеже можно было отсчитывать величины невязок с необходимой точностью. Из полученной точки  $B_1$  опускают перпендикуляр на направление хода. Длина  $B_1K$  этого перпендикуляра представляет собой поперечную невязку хода  $u$ , а отрезок между основанием перпендикуляра  $K$  и точкой  $O$  — продольную невязку  $t$ .

Знаки величин  $u$  и  $t$  определяют по следующим правилам:

1) если точка  $B_1$  расположена вправо от прочерченного направления хода  $OB$ , то  $u$  имеет знак плюс, если влево — знак минус (на рис. 103 величина  $u$  имеет знак минус);

2) если основание перпендикуляра  $K$  расположено от точки  $O$  в сторону точки  $B$ , то величина  $t$  имеет знак плюс; если в обратную сторону — знак минус. В рассматриваемом случае  $t$  имеет знак минус.

Полученные величины  $u$  и  $t$  можно проверить по формуле

$$f_y^2 + f_x^2 = f_s^2 = u^2 + t^2.$$

Поперечная невязка  $u$  служит исходной величиной для ориентирования подземного геодезического обоснования по способу двух шахт. Она возникает вследствие влияния ошибок геодезического обоснования на поверхности, ошибок угловых измерений в подземном полигонометрическом ходе, а также вследствие влияния ошибки ориентирования первой линии подземного полигонометрического хода.

Обозначим влияние указанных источников ошибок соответственно через  $m_{u_1}$ ,  $m_{u_2}$  и  $m_{u_3}$ . Для подсчета ожидаемой величины поперечной ошибки хода можно написать формулу

$$m_u = \sqrt{m_{u_1}^2 + m_{u_2}^2 + m_{u_3}^2}.$$

Ход основной полигонометрии, проложенный на поверхности, обеспечивает относительную ошибку порядка 1 : 30 000. Для поперечного к оси трассы направления эту ошибку следует принять в  $\sqrt{2}$  раз меньше. Следовательно, величину  $m_{u_1}$ , можно подсчитать по формуле

$$m_{u_1} = \frac{L}{30\,000 \sqrt{2}} = \frac{L}{42\,300} \approx \frac{L}{45\,000},$$

где  $L$  — расстояние между стволом и скважиной.

Эта ошибка мала по сравнению с остальными. Поэтому полученную поперечную невязку устраняют уточнением дирекционного угла первой линии, принятого за исходный при вычислении координат точек подземного хода, и введением поправок в измеренные углы подземного полигонометрического хода.

В вытянутом висячем полигонометрическом ходе

$$m_{u_2} = \frac{m_\beta}{\rho} L_1 \sqrt{\frac{n+1.5}{3}},$$

где  $m_\beta$  — средняя квадратическая ошибка измерения угла подземного полигонометрического хода;

$L_1$  — длина подземного полигонометрического хода;

$n$  — число сторон подземного полигонометрического хода.

Можно принять, что  $L = L_1$ .

Влияние ошибки дирекционного угла первой линии подземного полигонометрического хода на смещение последней точки его определится величиной

$$m_{u_3} = \frac{m_0}{\rho} L_1,$$

где  $m_0$  — ошибка дирекционного угла первой линии подземного полигонометрического хода, полученного из ориентирования по способу соединительного треугольника.

Таким образом, часть поперечной невязки, устраняемая исправлением дирекционного угла первой линии подземного полигонометрического хода, определяется по формуле

$$u_3 = u \frac{m_{u_3}^2}{m_u^2}.$$

Поправка в дирекционный угол первой линии подземного полигонометрического хода

$$\Delta\alpha'' = \frac{-u_3 \rho}{L_1}.$$

Вторая часть поперечной невязки, равная  $u - u_3$ , должна быть исключена введением поправок в измеренные углы в ходе подземной

полигонометрии. Угол, образованный диагональю хода, вычисляют по формуле

$$\omega = \frac{u - u_3}{L} \rho,$$

а поправку в углы — по формуле

$$v_{\beta_i} = \frac{u_3 - u}{L} \rho \frac{6\{n-2(i-1)\}}{(n+1)(n+2)}, \quad (\text{X.30})$$

где  $n$  — число сторон хода по трассе.

Продольную невязку  $t$  распределяют пропорционально длинам линий хода. Поправка в линию

$$v_{s_i} = \frac{-t}{L} s. \quad (\text{X.31})$$

После определения поправок в углы и в длины сторон вычисляют поправки в приращения координат по формулам

$$\left. \begin{aligned} v_{\Delta y_i} &= v_{s_i} \sin \alpha_i + \frac{\Delta x_i v_{\alpha_i}}{\rho''} \\ v_{\Delta x_i} &= v_{s_i} \cos \alpha_i - \frac{\Delta y_i v_{\alpha_i}}{\rho''} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{X.32})$$

Описанный способ уравнивания измерений при ориентировании подземной геодезической основы по способу двух шахт не является строгим, но вполне применим на практике.

Ошибка ориентирования по способу двух шахт можно подсчитать по формуле

$$M_0 = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + m_4^2 + m_5^2 + m_6^2}, \quad (\text{X.33})$$

в которой показано влияние ошибок:

$m_1$  — построений, проложенных на поверхности;

$m_2$  — линейных измерений в ходах подходной полигонометрии у ствола;

$m_3$  — то же, у скважины;

$m_4$  — линейных измерений в ходе подземной подходной полигонометрии у ствола;

$m_5$  — то же, у скважины;

$m_6$  — угловых измерений в подземном полигонометрическом ходе.

Примем

$$m_1 = \frac{1}{45\,000} \rho = \pm 4'', 5.$$

Длину хода подходной полигонометрии  $D$  примем равной 100 м, относительную ошибку измерения линий — 1 : 15 000, тогда

$$m_2 = m_3 = \frac{D\rho}{15\,000L_1} = \frac{1370}{L_1}.$$

При  $L_1 = 1000$  м получим  $m_2 = m_3 = 1'', 4$ .

Длину подземного подходного полигонометрического хода  $l$  примем равной 50 м, а относительную ошибку измерения линий — 1 : 15 000. Тогда

$$m_4 = m_6 = \frac{l\rho}{15\,000L_1} = \frac{680}{L_1}.$$

При  $L_1 = 1000$  м получим  $m_4 = m_5 = 0",7$ .

Среднюю квадратическую ошибку угла подземного полигонометрического хода при длине стороны 100 м примем равной  $\pm 3"$ , тогда

$$m_6 = m_\beta \sqrt{\frac{n+1,5}{3}} = 3 \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}.$$

Принимая во внимание приведенные выше значения  $m_1, m_2, m_3, m_4, m_5$  и  $m_6$ , получаем

$$M_0 = \sqrt{(4",5)^2 + 2 \left(\frac{1370}{L_1}\right)^2 + 2 \left(\frac{680}{L_1}\right)^2 + 3(n+1,5)} = \\ = \sqrt{25 + 3n + \frac{47 \cdot 10^6}{L_1^2}}.$$

При длине стороны полигонометрического хода 100 м значение  $n$  можно заменить через  $L_1 : 100$ , тогда

$$M_0 = \sqrt{25 + \frac{L_1}{33} + \frac{47 \cdot 10^6}{L_1^2}}.$$

На основании приведенной формулы составлена табл. 34 ожидаемой средней квадратической ошибки ориентирования по способу двух шахт. Данные этой таблицы показывают, что ошибка определения дирекционного угла подземного обоснования способом двух шахт в среднем равна 8—9".

Таблица 34

Длина подземного полигонометрического хода в м	$M_0$ в сек	Длина подземного полигонометрического хода в м	$M_0$ в сек
200	13	1400	9
400	9	1600	9
600	8	1800	9
800	8	2000	10
1000	8	3000	11
1200	8	4000	13

При длине подземных проходок менее 400 м эта ошибка увеличивается за счет влияния ошибок линейных измерений ходов подвальной полигонометрии на поверхности и внизу. При длине подземных проходок более 1800 м ошибка ориентирования также начинает возрастать, но в этом случае за счет влияния ошибок угловых измерений в подземном полигонометрическом ходе. Для увеличения точности ориентирования по способу двух шахт, особенно при подземных проходках большого протяжения, необходимо увеличивать длины линий подземного полигонометрического хода.

Если примем длину линий хода подземной полигонометрии 200 м, а среднюю квадратическую ошибку измеренного угла  $\pm 2",5$ , то средняя квадратическая ошибка определения дирекционного угла в подземных выработках по способу двух шахт не превысит 8" при длинах подземных проходок до 4 км.

Пример уравнивания ориентирования по способу двух шахт приведен в прилож. 3.

## ПОДЗЕМНОЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ

## § 66. Подземная полигонометрия

Оси контура тоннеля и подземных сооружений в процессе строительства разбивают от точек и линий подземного полигонометрического хода, прокладываемого в выработках вслед за забоем.

Для выхода от ствола на трассу в подходных выработках, которые в большинстве случаев представляют штольни шириной в основании около 3 м и высотой около 2 м, прокладывают ходы подходной подземной полигонометрии.

Обычно направление подходных штолен, идущих от ствола, проектируют вдоль трассы тоннеля, затем делают угол поворота около  $90^\circ$ , вписывают круговую кривую радиусом около 10 м и выходят на трассу в направлении, перпендикулярном к ней.

Сравнительно небольшая ширина подходной штольни и малый радиус круговой кривой вынуждают включать в ходы подходной подземной полигонометрии стороны длиной менее 10 м.

Полигонометрические ходы, прокладываемые по трассе тоннеля, делятся на два класса: рабочие подземные полигонометрические ходы со сторонами 25—50 м и основные полигонометрические ходы со сторонами 50—100 м.

При удалении забоя от ствола более чем на 1 км по точкам основного подземного полигонометрического хода прокладывают главные ходы, измеряют углы между диагоналями, соединяющими возможно дальше расположенные между собой точки основного полигонометрического хода.

Значения координат точек и дирекционных углов линий, на которые опираются ходы подземной полигонометрии, получаются в результате ориентирования через ствол. Ходы подземной полигонометрии могут опираться на точки геодезического обоснования, созданного на поверхности путем непосредственного примыкания через порталы штольни или наклонные выработки.

Основные полигонометрические ходы прокладывают в виде цепочек вытянутых треугольников, примыкающих к конечной точке  $D$  подходного полигонометрического хода  $ABCD$  (рис. 104). Часть точек рабочего полигонометрического хода включают в схему основного полигонометрического хода.

Одновременно с проходкой двух параллельных тоннелей через расстояния, предусмотренные проектом, проходят поперечные соединительные выработки, улучшающие организацию строительных работ. Эти соединительные выработки используют для связи ходов основной полигонометрии, проложенных в параллельно идущих забоях. В результате образуются замкнутые полигоны подземной полигонометрии.

Знаки основного подземного полигонометрического хода закладывают с той стороны тоннеля, где при дальнейших работах закрепляют путевые реперы для укладки путей в тоннелях, а именно:

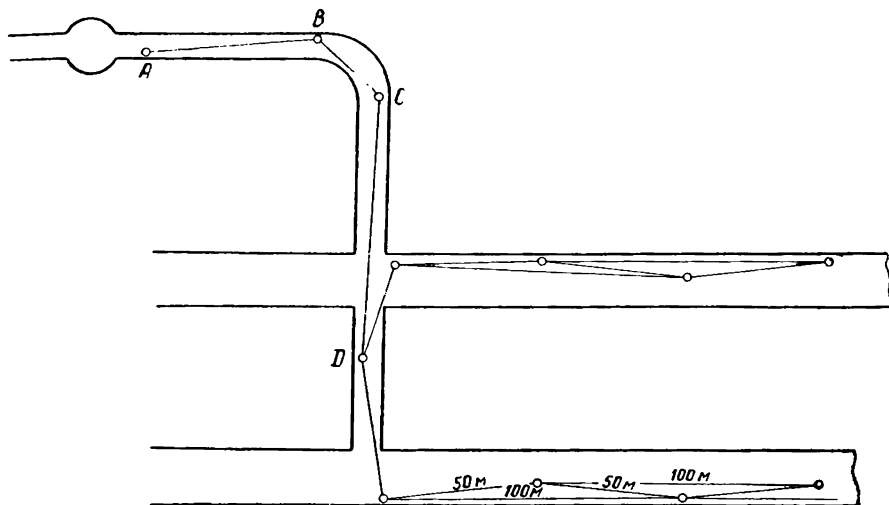


Рис. 104

на кривых участках трассы с внешней стороны кривой, т. е. со стороны возвышенного рельса; на прямых участках трассы при наличии двух параллельных тоннелей — с внешней стороны относительно оси междупутья; в одиночных тоннелях на прямых участках трассы — с правой стороны по ходу поезда.

Пункты рабочих и основных полигонометрических ходов в штольнях закрепляют бетонными монолитами с металлическим стержнем (рис. 105, а), а в бетонной обделке тоннеля — отрезками узкоколейных рельсов длиной около 10 см, забетонированными в обделку тоннеля (рис. 105, б). Центр знака фиксируют отверстием диаметром 1—2 мм, зачеканенным медью.

Одновременно с закреплением знака в обделку тоннеля бетонировать отрезок водопроводной трубы или деревянную пробку для крепления в ней консоли, предназначенной для установки угломерного инструмента.

В своде тоннелей при скальных породах или бетонной обделке тоннелей полигонометрические знаки закрепляют специальными штырями (рис. 105, в).

В тоннелях с металлической тубинговой обделкой полигонометрические знаки закрепляют на ребрах жесткости обделки (рис. 105, а). Для закрепления знаков на ребре жесткости зашлифовывают площадку размером 2—3 см и в середине ее просверливают отверстие, которое вачеканивают медью.

Знаки основной полигонометрии в тоннелях закладывают на 10 см выше уровня головки рельсов. На каждый закрепленный знак составляют описание.

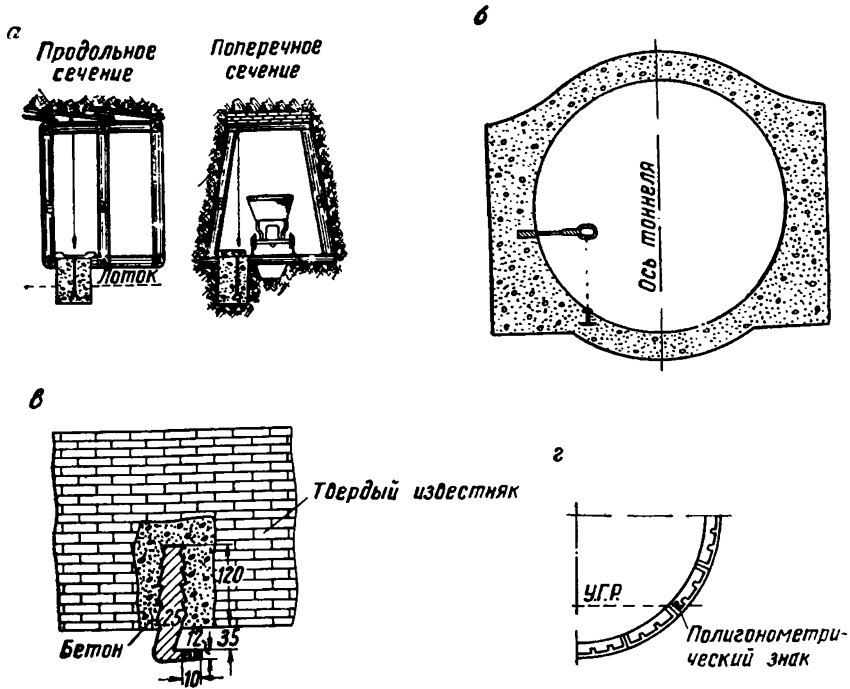


Рис. 105

Линии в подземном полигонометрическом ходе измеряют подвесными стальными прокомпарированными рулетками или проволоками в прямом и обратном направлениях. Для натяжения мерных приборов используют динамометры или блочные штативы с гирями. Температуру воздуха измеряют и записывают для каждого пролета. Отсчеты при измерениях длин пролетов производят по нитям отвесов, подвешенных в створе измеряемой линии через 20 или 24 м.

Перед измерением линий нивелиром отмечают один и тот же горизонт на нитях всех или нескольких соседних отвесов, что исключает необходимость введения поправок за наклон мерного прибора.

В готовых тоннелях линии измеряют преимущественно стальными или инварными проволоками с фиксацией концов пролетов целиками, укрепляемыми на базисных штативах облегченного типа.

Углы в ходах рабочей полигонометрии измеряют 30-секундным теодолитом тремя круговыми приемами или теодолитами Т-10 двумя круговыми приемами.

В ходах подходной и основной полигонометрии со сторонами 50 м углы измеряют инструментами Т-2 тремя-четырьмя круговыми приемами. При длинах сторон ходов основной полигонометрии 100 м углы измеряют инструментами Т-1 четырьмя круговыми приемами.

Главные ходы прокладывают для обеспечения требуемой точности сбоек при односторонних проходках большой протяженности со сторонами длиной до 1 км, поэтому углы в главных подземных полигонометрических ходах измеряют шестью приемами.

Для уменьшения влияния ошибки центрирования между вторым и третьим приемами при измерении углов четырьмя приемами заново центрируют инструмент, изменяя при этом его установку на трегере на  $180^\circ$ . При измерении углов тремя приемами инструмент заново центрируют после каждого приема, изменяя его установки на  $120^\circ$ .

При наличии коротких линий для измерения углов применяют косвенный метод (см. § 12), имеющий широкое применение: на крестах выработок (рис. 106, а); при передаче дирекционного угла с линии, закрепленной в штольне, на линию, закрепленную в тоннеле (рис. 106, б); при связке полигонометрических ходов через поперечные соединительные выработки (рис. 106, в). Во всех случаях, указанных на рис. 106, в вытянутых треугольниках измеряют стороны  $s$  и углы  $\theta$ , а острые углы  $\tau$  вычисляют.

В ходах подходной полигонометрии на участках с короткими линиями для исключения ошибки центрирования при измерении углов на концах коротких линий одновременно устанавливают два инструмента. Так, при измерении угла  $ABC$  (рис. 107) в точке  $A$  устанавливают визирное приспособление обычного типа, а визируя на точку  $C$  крест нитей сетки трубы инструмента, установленного в точке  $B$ , наводят на центрировочный штифт угломерного инструмента, центрированного над точкой  $C$ . Трубу инструмента в точке  $C$  при этом устанавливают горизонтально и перпендикулярно направлению линии  $CB$ . Между приемами трубу поворачивают на  $180^\circ$ .

При измерении угла  $BCD$  визирную ось наводят на центрировочный штифт трубы теодолита, который после измерения угла на точке  $B$  должен оставаться неподвижным. Перед этим трубу теодолита в точке  $B$  устанавливают горизонтально и перпендикулярно к линии  $BC$ . Между приемами трубу поворачивают на  $180^\circ$ .

Описанный способ позволяет непосредственно измерять углы между направлениями на оси вращения инструментов, которыми измеряют углы на соседних пунктах, и тем самым уменьшить влияние ошибок центрирования и редукции.

Чтобы уточнить передачу дирекционного угла с приствольной линии на линию основной полигонометрии, используют метод соединительных треугольников. Для этой цели в пределах короткой стороны  $BC$  подвешивают два отвеса  $O_1$  и  $O_2$ . Затем измеряют стороны



соединительных треугольников  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $b_1$  и  $c_1$ , а также углы  $\alpha$ ,  $\alpha_1$ ,  $\omega$  и  $\omega_1$ .

В результате обработки измерений в соединительных треугольниках со стороны  $AB$  передают дирекционный угол на линию отвесов  $O_1-O_2$ , а с линии отвесов передают дирекционный угол на сторону  $CD$ .

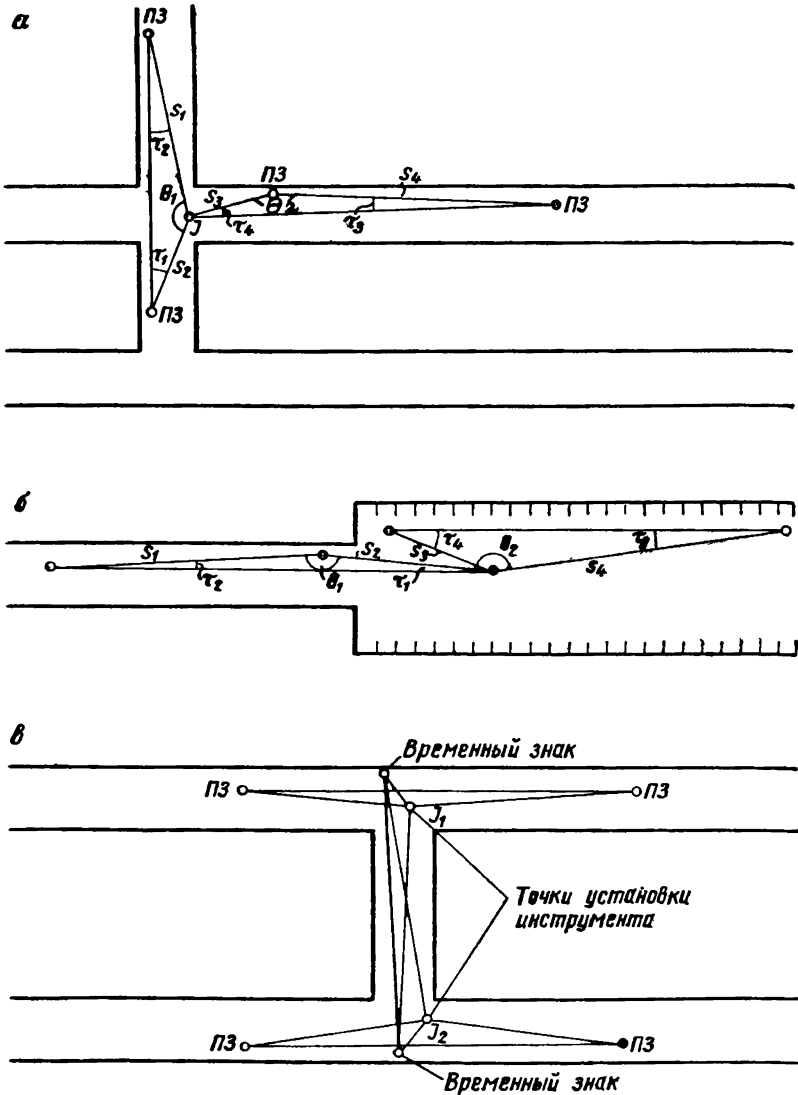


Рис. 106

При таком способе передачи, как показали приведенные выше подсчеты (см. § 64), можно получить ошибку дирекционного угла, не выходящую за пределы 12".

Учитывая высокие требования, предъявляемые к точности измерения углов в ходах подземной полигонометрии, все измерения производятся дважды в различное время.

Угловые невязки в треугольниках ходов основной полигонометрии не допускаются более 8". В замкнутых полигонах допустимую невязку подсчитывают по формуле

$$f_{\beta_{доп}} = \pm 6'' \sqrt{n}.$$

Относительная линейная ошибка в этих полигонах не должна превышать 1 : 25 000. При периметре менее 250 м абсолютная ошибка не должна превышать 10 мм.

Координаты точек ходов основной полигонометрии вычисляют по мере продвижения забоя вперед. Перед вычислением координат угловые невязки в треугольниках распределяют поровну на все углы, а результаты линейных измерений уравнивают так же, как и в соединительных треугольниках при ориентировании. После сбойки между стволами ходы подземной полигонометрии ориентируют по способу двух шахт. Это уравнивание выполняется для уточнения дирекционных углов околоствольных линий подземной полигонометрии, необходимых в дальнейшем при проходке в другие стороны от стволов.

Для получения окончательных координат точек ходов основной полигонометрии координаты точки, расположенной в районе сбойки, определяют по ходам от одного ствола и от другого. Из полученных результатов берут среднее значение, которое принимают за исходное. Исходный дирекционный угол линии подземной полигонометрии, примыкающей к этой точке, получают в результате уравнивания ходов подземной полигонометрии по способу, применяемому при ориентировании через две шахты. После этого уравнивают отдельные ходы между местом сбойки и обоими стволами.

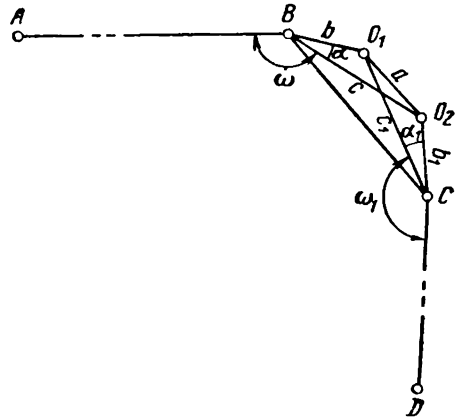


Рис. 107

## § 67. Передача отметок с поверхности в подземные выработки

При сооружении тоннелей отметку с поверхности в подземные выработки передают через порталы или стволы. Исходными для передачи через стволы являются отметки реперов нивелирования III

класса заложенных в стены зданий, расположенных в непосредственной близости к стволу. Не более чем за два дня перед передачей отметки в подземные выработки производят контрольное нивелирование реперов III класса, которые намечено использовать в качестве исходных для передачи отметки в подземные выработки. Это контрольное нивелирование выполняют для того, чтобы исключить ошибку в переданной отметке за счет осадок реперов, заложенных на поверхности в район ствола.

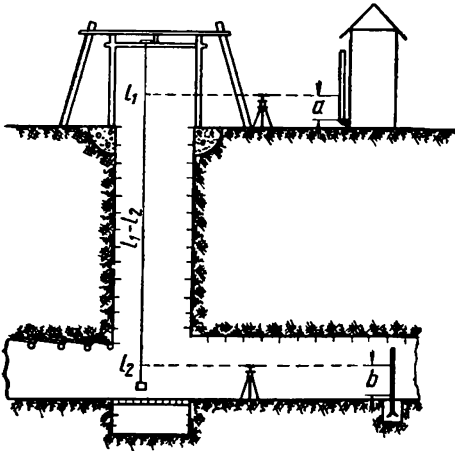


Рис. 108

Для передачи отметки в шахту к копру подвешивают стальную прокомпарированную рулетку нулевым концом вниз.

К рулетке подвешивают груз в 5 кг. При этом же натяжении рулетку компарируют. Наверху и в подземных выработках устанавливают нивелиры и рейки, как показано на рис. 108.

Сначала визирные оси обоих нивелиров наводят одновременно на рулетку и по команде отсчитывают по ней. Затем визирные оси наводят на рейки, установленные на реперах, и отсчитывают по этим рейкам.

Отметку репера, закрепленного в подземных выработках, вычисляют по формуле

$$H_{ш} = H_{п} + a - \{(l_1 - l_2) + \Delta t + \Delta k\} - b, \quad (XI.1)$$

где  $H_{п}$  — отметка исходного репера на поверхности;

$a$  — отсчет по рейке на поверхности;

$b$  — отсчет по рейке в подземных выработках;

$l_1$  — отсчет по рулетке на поверхности;

$l_2$  — отсчет по рулетке в подземных выработках;

$\Delta t$  — поправка в длину рулетки за температуру;

$\Delta k$  — поправка в длину рулетки за компарирование.

Поправку за температуру рулетки вычисляют по формуле

$$\Delta t = k(l_1 - l_2)(t_{ср} - t_0).$$

Величину коэффициента расширения  $k$  для стальной рулетки принимают равной 0,000011;  $t_0$  — температура, для которой дано уравнение рулетки.

Для получения  $t_{ср}$  при передаче высоты измеряют температуру на поверхности, в подземных выработках и в стволе через каждые 5 м по высоте. Из результатов измерений температуры в указанных точках берут среднее значение.

Для увеличения точности отметку передают при двух горизонтах нивелиров.

Чтобы устранить грубые промахи, отметку передают от двух исходных реперов на поверхности и не менее чем на два подземных репера.

Рассчитаем точность передачи отметки с поверхности в подземные выработки изложенным способом.

Средняя квадратическая ошибка одной передачи складывается из ошибок двух отсчетов, взятых по рейкам, ошибок двух отсчетов по рулетке и ошибок поправок за компарирование и температуру рулетки.

Ошибку отсчета по рейке с сантиметровыми делениями, а также ошибку одного отсчета по рулетке можно принять равной 2 мм.

Ошибка компарирования 1 м рулетки контрольной линейкой можно принять равной 0,2 мм. На длину рулетки 100 м это даст ошибку  $0,2 \sqrt{100} = 2$  мм.

Влияние ошибки определения температуры стальной рулеткой определяют по формуле

$$dl_t = dtlk, \quad (XI.2)$$

где  $dt$  — ошибка определения температуры рулетки;

$l$  — длина рулетки;

$k$  — термический коэффициент расширения рулетки.

Если средняя температура рулетки определена с ошибкой  $\pm 0,5^\circ$ , то при длине рулетки 100 м

$$dl_t = 0,5 \cdot 100 \cdot 0,000011 = 0,005 \text{ м} = 5 \text{ мм.}$$

Таким образом, общая ошибка передачи отметки стальной рулеткой на глубину 100 м выразится величиной

$$m_h = \sqrt{4 \cdot 2^2 + 2^2 + 5^2} = \pm 7 \text{ мм.}$$

При глубине шахты 50 м

$$m_h = \sqrt{4 \cdot 2^2 + (1,4)^2 + (2,5)^2} \approx \pm 5 \text{ мм.}$$

При передаче отметки на большую глубину следует учитывать удлинение рулетки под действием собственного веса.

Для подсчета величины удлинения рулетки под действием собственного веса из теории сопротивления материалов известна формула

$$\Delta l = \frac{Ql}{EF}, \quad (XI.3)$$

где  $Q$  — половина собственного веса рулетки;

$l$  — длина рулетки;

$E$  — модуль упругости;

$F$  — поперечное сечение.

Для стальных рулеток шириной 10 мм и толщиной 0,2 мм

$$F = 2,0 \text{ мм}^2 = 0,02 \text{ см}^2.$$

Принимая удельный вес  $\gamma = 8 \text{ г/см}^3$  для рулетки длиной 100 м, получаем вес  $P = 0,02 \cdot 10\,000 \cdot 8 = 1600 \text{ г}$ . Таким образом,

$$Q = 0,8 \text{ кг, откуда при } E = 2 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$$

$$\Delta_l = 0,2 \text{ см} = 2 \text{ мм.}$$

Для рулеток длиной 50 м

$$\Delta_l = 0,05 \text{ см} = 0,5 \text{ мм.}$$

Расхождение отметок, переданных в подземные выработки в различное время при отсутствии деформации (осадок) подземных реперов, считают допустимым, если оно не превышает 7 мм. При обнаружении осадок производят повторные передачи.

Отметку от ствола в подземные выработки передают по мере продвижения забоя вперед нивелированием IV класса в прямом и обратном направлениях.

В качестве реперов в подземных выработках используют закрепленные полигонометрические знаки.

Отметку репера, заложенного в кровле, на который рейку устанавливают нулем кверху, вычисляют по формуле

$$H_k = H_n + a + b, \quad (\text{XI.4})$$

где  $H_n$  — отметка репера, заложенного в лотке;

$a$  — отсчет по рейке, установленной на репер в лотке нулем вниз;

$b$  — отсчет по рейке, установленной на репер в кровле нулем вверх.

Допустимую невязку в замкнутых полигонах подземного нивелирования определяют по формуле

$$f_{h_{\text{доп}}} = \pm 2 \text{ мм} \sqrt{n},$$

где  $n$  — число штативов в полигоне.

В нивелирных ходах, проложенных между реперами, отметки которых получены передачей с поверхности, допустимую невязку подсчитывают по формуле

$$f_{h_{\text{доп}}} = \sqrt{(49L_1 + 49L + 32)} \text{ мм}, \quad (\text{XI.5})$$

где  $L_1$  — длина нивелирного хода, проложенного в подземных выработках, выраженная в километрах;

$L$  — длина нивелирного хода, проложенного между стволами на поверхности, выраженная в километрах.

Последний член под радикалом является ошибкой передачи через два ствола. Эта ошибка для одного ствола принята равной 4 мм.

Случайная ошибка нивелирования одного километра хода как на поверхности, так и под землей принята равной 7 мм.

После каждой передачи отметки через стволы выполняют повторное контрольное нивелирование от ствола до забоя. При обнаружении осадок реперов систематически повторяют нивелирование для выявления размеров и интенсивности осадок. Периодичность повторного нивелирования устанавливают в зависимости от размеров выявленных осадок.

Г л а в а  XII  
**ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ  
 В ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТКАХ**

**§ 68. Перенесение оси трассы в натуру**

Положение запроектированной трассы тоннеля и осей подземных сооружений в проектных чертежах задают координатами характерных точек трассы и размерами отдельных сооружений с полнотой, обеспечивающей перенесение их в натуру.

Ось трассы в натуре при сооружении тоннелей разбивают от точек ходов подземной полигонометрии.

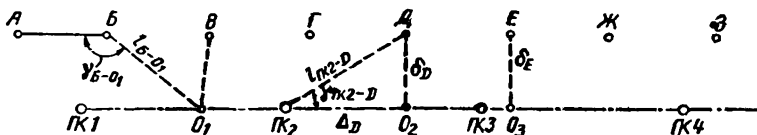


Рис. 109

Имея проектные координаты точки  $O_1$ , лежащей на оси трассы (рис. 109), и координаты пунктов подземной полигонометрии  $A, B, B, \dots$ , от ближайшего из них вычисляют разбивочные элементы  $l_{B-O_1}$  и  $\gamma_{B-O_1}$  для перенесения точки  $O_1$  в натуру. Процесс перенесения этой точки в натуру весьма прост.

Разбивку в натуре точек  $O_2$  и  $O_3$  трассы можно произвести путем откладывания размеров перпендикуляров, опущенных с полигонометрических знаков на прямолинейный участок трассы. Величину перпендикуляра  $\delta_D$  вычисляют из треугольника  $ПК2 DO_2$ . По проектным координатам пикета № 2 и фактически полученным координатам полигонометрического знака  $D$  вычисляют дирекционный угол направления  $ПК2-D$  и расстояние между точками  $ПК2$  и  $D$ . Затем вычисляют угол  $\gamma_{ПК2-D}$  как разность дирекционного угла трассы  $\alpha_{тр}$  и дирекционного угла линии  $ПК2-D$

$$\gamma_{ПК2-D} = \alpha_{тр} - \alpha_{ПК2-D}.$$

Величина перпендикуляра

$$\delta_D = l_{ПК2-D} \sin \gamma_{ПК2-D}. \tag{XII.4}$$

Для определения пикетажного значения точки  $O_2$  вычисляют

$$\Delta_D = l_{ПК2-D} \cos \gamma_{ПК2-D}. \quad (\text{XII.2})$$

Пикетажное значение точки  $O_2$  будет

$$ПК_{O_2} = ПК2 + \Delta_D.$$

Величины  $\delta_D$  и  $\Delta_D$  могут быть вычислены и по формулам аналитической геометрии

$$\left. \begin{aligned} \delta_D &= \Delta y \cos \alpha_{тр} - \Delta x \sin \alpha_{тр} \\ \Delta_D &= \Delta y \sin \alpha_{тр} + \Delta x \cos \alpha_{тр} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{XII.3})$$

где

$$\Delta y = y_D - y_{ПК2}; \quad \Delta x = x_D - x_{ПК2}$$

и  $\alpha_{тр}$  — дирекционный угол трассы.

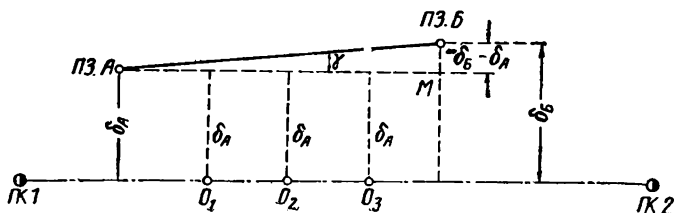


Рис. 110

На прямом участке точки трассы часто выносят от линии, параллельной оси трассы и проходящей через полигонометрический знак. Для этого вычисляют удаление двух смежных полигонометрических знаков от оси трассы по приведенным выше формулам. От полигонометрического знака  $B$  откладывают разность  $\delta_B - \delta_A$  (рис. 110) и получают точку  $M$ . Линия  $AM$  параллельна оси трассы. Откладывая от этой линии величину  $\delta_A$  в натуре, можно получить точки трассы  $O_1, O_2, O_3$  сколь угодно часто.

Направление линии  $AM$  в натуре можно получить путем откладывания теодолитом, установленным в точке  $A$ , угла  $\gamma$ , разного разности дирекционных углов трассы и полигонометрической линии  $AB$ .

При расположении точки  $O_1$  в пределах круговой кривой (рис. 111) для получения  $\delta_B$  по направлению радиуса по проектным координатам центра круговой и координатам полигонометрического знака вычисляют расстояние  $D_{O-B}$ . Тогда

$$\delta_B = D_{O-B} - \{R - (z + q)\}. \quad (\text{XII.4})$$

Величину  $z$  вычисляют по формуле (VIII.15), а  $q$  — по формуле (VIII.28).

Для определения пикетажного значения точки  $O_1$  вычисляют угол  $\varphi_{O_1}$ , как разность дирекционных углов радиусов  $O - O_1$  и

$O$  — ПК1. Затем вычисляют длину дуги по разбивочной оси трассы между точками  $O_1$  и ПК1.

$$\Delta_B = \frac{\gamma_{O_1}^*}{\rho} R, \quad (\text{XII.5})$$

где  $R$  — радиус разбивочной оси.

Пикетажное значение точки  $O_1$  определяют по формуле

$$\text{ПК}O_1 = \text{ПК1} + \Delta_B \quad (\text{XII.6})$$

На участках переходных кривых в натуре указанными методами разбивают направление линии тангенса, проходящей через точку

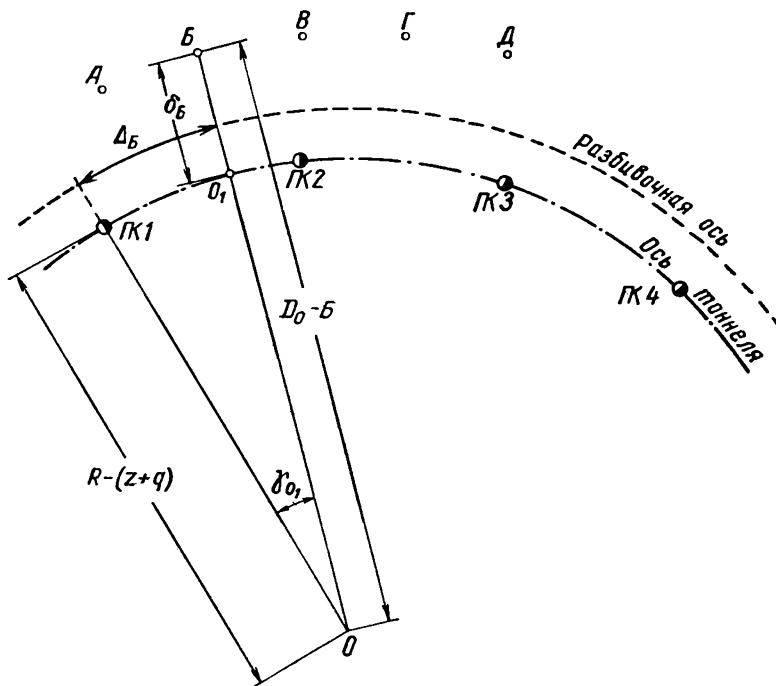


Рис. 111

«начало переходной кривой». От линии тангенса точки переходной кривой разбивают методами, изложенными в § 52.

Перенесенные в натуре точки трассы закрепляют в свде, а затем фиксируют ось отвесами, подвешенными к этим точкам.

При строительстве горных тоннелей в районах порталов, боковых штолен, на оползневых участках и в ряде других мест, определяемых проектом, появляется необходимость производить разбивку трассы на поверхности. Эти разбивки необходимо осуществлять от точек геодезического обоснования и от точек специально для этой цели проложенных теодолитных ходов.



Методы и формулы для перенесения оси трассы на поверхность применяют те же, что приведены выше.

При сооружении тоннелей метрополитенов трассу на поверхности переносят в натуру при открытом способе работ на всем протяжении, а при закрытом — только в местах расположения вентиляционных камер.

Кривые участки подходной штольни проходят по хордам длиной

$$l = \sqrt{b_0 8R}, \quad (\text{XII.7})$$

где  $b_0$  — стрелка прогиба кривой в середине хорды;  
 $R$  — радиус кривой.

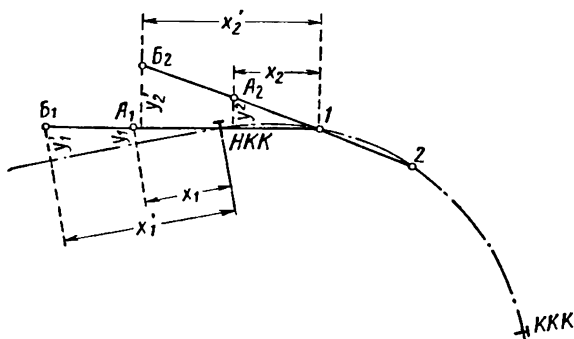


Рис. 112

Для подходных штолен величину  $b_0$  можно принять равной 5 см. Определив количество хорд, вычисляют центральные углы, стягивающие эти хорды, по формуле

$$\varphi = \frac{k}{n} \cdot \frac{\rho}{R}, \quad (\text{XII.8})$$

где  $k$  — длина кривой;  
 $n$  — число хорд.

Разбивку хорд при проходке штолен на кривых участка производят следующим образом.

После того как забой, идущий от ствола по прямой, доходит до точки начала круговой кривой (НKK), от этой точки по оси прямой штольни назад откладывают величину  $x_1$  и от полученной точки восстанавливают перпендикуляр  $y_1$  (рис. 112).

Величину  $x_1$  принимают равной 1 м, а величину

$$y_1 = x_1 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}. \quad (\text{XII.9})$$

Вынесенная в натуру таким образом точка  $A_1$  будет лежать на продолжении первой хорды.

Для контроля вычисляют  $y'_1$  при  $x'_1 = 2,0$  м и таким же образом выносят в натуру точку  $B_1$ . В точках  $B_1$ ,  $A_1$  и НKK подвешивают

отвесы, которые при правильных вычислениях и правильной разбивке должны лежать на прямой.

Направление второй хорды 1—2 задают таким же образом и определяют в натуре положение точек  $A_2$  и  $B_2$ . Величины  $y_2$  и  $y'_2$  для перехода с направления одной хорды на другую вычисляют по формулам

$$y_2 = x_2 \operatorname{tg} \varphi,$$

$$y'_2 = x'_2 \operatorname{tg} \varphi.$$

Величины  $x_2$  и  $x'_2$  обычно принимают также равными 1 и 2 м. Таким же образом выносят в натуре все концы хорд в пределах круговой кривой от  $HKK$  до  $KKK$ .

По мере продвижения забоя подходной штольни закрепляют знаки хода подземной полигонометрии и измеряют углы и линии. С точек этого хода определяют фактические координаты конца круговой кривой и сравнивают с проектными координатами. На основании полученного расхождения положение точки  $KKK$  в натуре исправляют и задают дальнейшее направление оси штольни.

Для ведения подходной штольни по заданному проектному уклону в стойки рам на высоте 0,5 или 1,0 м от подошвы штольни забивают железнодорожные костыли. Через 5 или 10 рам костыли устанавливают на проектную отметку при помощи нивелира, а в промежутке между этими рамами — при помощи сообщающихся сосудов от последнего, установленного по нивелиру, или при помощи бруса, положенного на два предыдущих костыля. В бетонных сооружениях и на металлическом креплении рам вместо высотного костыля краской проводят черту и над ней закрашивают треугольник размером около 5 см.

### § 69. Геодезические разбивочные работы при укладке тюбинговой обделки и щитовой проходке

Наибольшее распространение при индустриальных скоростных методах сооружения тоннелей имеет сборная обделка из металлических тюбингов или железобетонных блоков. При круглом поперечном сечении тоннелей такую обделку собирают отдельными кольцами шириной 1—2 м, скрепляемыми между собой болтами.

Кольцо металлической обделки перегонных тоннелей состоит из одиннадцати нормальных тюбингов и одного замкового. Железобетонные блоки по размеру делают или такими же, как тюбинги или более крупными.

При сборке тюбинговой или блочной обделки следят за правильной укладкой ее как в плане, так и в профиле.

Отклонение центров колец круглой обделки, имеющей наибольшее применение при сооружении тоннелей, от проектного положения больше чем на 50 мм не допускается.

Помимо правильного положения обделки в плане и в профиле, следят за правильностью геометрических форм ее. При круглой

форме обделки отклонение фактических диаметров от проектных называют эллиптичностью колец. При сборке колец проверяют размеры горизонтального и вертикального диаметров, а также диаметров, наклоненных к горизонту под углом  $45^\circ$ . Эллиптичность колец при их сборке более 25 мм не допускается.

Весьма важное значение имеет сборка первых колец, которые укладывают с особой тщательностью и с минимальными отклонениями от проекта.

При дальнейшей укладке через каждые 8—12 колец определяют отклонение передней плоскости колец от перпендикуляра к оси тоннеля, которое называют опережением колец. Для определения горизонтального опережения поступают следующим образом.

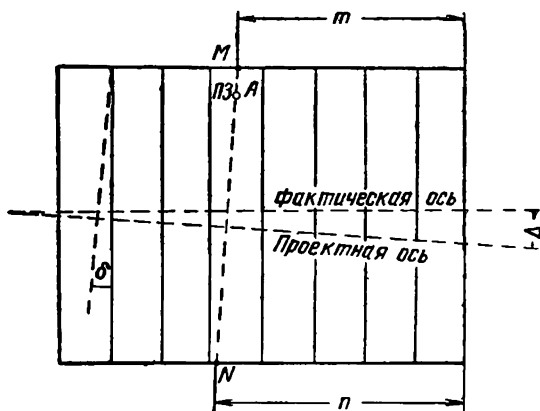


Рис. 113

На полигонометрическом знаке  $A$  восстанавливают перпендикуляр к оси трассы, или, как это называют, «отбивают нормаль», которую на уложенных тубингах отмечают на высоте горизонтального диаметра точками  $M$  и  $N$  (рис. 113). Затем стальной рулеткой от точек  $M$  и  $N$  на уровне горизонтального диаметра тоннеля измеряют расстояния до передней плоскости последнего кольца. Опережение

$$q = n - m. \quad (\text{XII.10})$$

На прямолинейном участке тоннеля при правильной укладке колец опережение должно равняться нулю. Устраняют опережение вставкой специальных клиновидных колец или прокладок, у которых задняя и передняя плоскости не параллельны. Применяются прокладки с опережением от 40 до 60 мм.

На участках круговых кривых тубинговую, или блочную, обделку собирают с чередованием нормальных колец с клиновидными или с прокладками.

Нормальное, или проектное, опережение колец в плане на участках круговых кривых рассчитывают по формуле

$$q_{\text{пр}} = \frac{D}{R} l, \quad (\text{XII.11})$$

где  $D$  — диаметр кольца;  
 $R$  — радиус круговой кривой;  
 $l$  — длина собранного тоннеля.

Фактическое опережение колец в плане на круговых и переходных кривых определяют путем измерения расстояний от точек  $M$  и  $N$ , которые в собранном тоннеле намечают теодолитом в направлении радиуса или в случае переходной кривой перпендикулярно линии тангенса.

Расстояние  $m$  на круговой кривой измеряют по хорде, затем в это расстояние вводят поправку

$$\Delta_m = + \frac{m^3}{24R^2}. \quad (\text{XII.12})$$

Измеренные фактические опережения сравнивают с проектными и в случае отклонений, превышающих допуски, выправляют тоннель вставкой между нормальными кольцами прокладок или клиновидных колец.

В пределах переходной кривой проектное опережение подсчитывают от плоскости, проведенной через «начало переходной кривой» перпендикулярно к линии тангенса, пользуясь при этом формулой

$$q_{\text{пр}} = D \operatorname{tg} \varphi_{\text{т}}, \quad (\text{XII.13})$$

где  $\varphi_{\text{т}}$  — угол поворота переходной кривой, считая от начала ее до текущей точки.

Из уравнения радиоидальной спирали

$$\varphi_{\text{т}} = \frac{k_{\text{п}}^2}{2C}, \quad (\text{XII.14})$$

где  $k_{\text{п}}$  — длина переходной кривой от начала ее до текущей точки;  
 $C$  — параметр переходной кривой.

Учитывая, что угол  $\varphi_{\text{т}}$  мал, можно написать

$$q_{\text{пр}} = D \frac{k_{\text{п}}^3}{2C}. \quad (\text{XII.15})$$

Количество клиновидных колец на круговой кривой рассчитывают следующим образом.

Предположим, что радиус круговой кривой равен 600 м, диаметр кольца 6 м, следовательно, проектное опережение в плане на одно кольцо шириной 1 м будет

$$q_{\text{пр}} = \frac{D}{R} l = 10 \text{ мм.}$$

Если клиновидные кольца имеют опережение 60 мм, то их следует укладывать через каждые пять нормальных колец.

Опережение в вертикальной плоскости определяют при помощи отвеса. На горизонтальных участках вертикальное опережение  $q_v$  должно равняться нулю.

Проектное вертикальное опережение зависит от запроектированного уклона оси тоннеля и вычисляют его по формуле

$$q_v = Di, \quad (\text{XII.16})$$

где  $i$  — уклон.

В процессе сборки обделки не реже чем через пять колец проверяют правильность их положения в плане и в профиле.

Положение колец в плане определяют от оси тоннеля, закрепленной в своде, или от смещенной параллельной оси, вынесенной на сторону тоннеля.



Рис. 114

Положение уложенных колец в профиле определяют нивелированием свода и лотка через каждые пять колец тоннеля.

При массовом определении положения колец на прямых участках поступают следующим образом.

На полигонометрическом знаке  $A$ , удаленном от проектной оси на величину  $\delta_A$ , устанавливают теодолит (рис. 114), так, чтобы визирная ось трубы была параллельна оси трассы. Затем по рейке, расположенной по горизонтальному диаметру тоннеля, отсчитывают расстояния  $a_i$  от определяемого кольца до визирного луча. Уклонение фактического центра кольца от проекта при расположении полигонометрического знака с левой стороны тоннеля находят по формуле

$$\delta_k = \frac{D}{2} - (\delta_A + a_i), \quad (\text{XII.17})$$

а при расположении с правой стороны тоннеля

$$\delta_k = (\delta_A + a_i) - \frac{D}{2}. \quad (\text{XII.18})$$

Если величина  $\delta_k$  получилась со знаком плюс, то тоннель отклонен от проекта вправо, а если со знаком минус, то тоннель имеет отклонение от проекта влево.

На участках круговых кривых расстояния  $a_i$  измеряют от визирного луча, направленного по хорде, проходящей через полигонометрический знак, на котором установлен теодолит. Направление хорды в натуре определяют следующим образом.

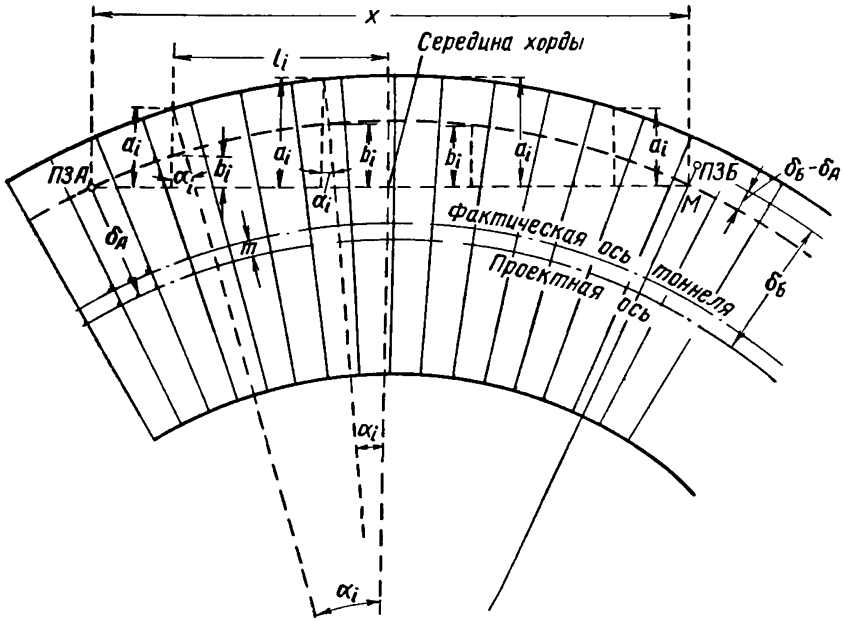


Рис. 115

От полигонометрического знака  $B$  (рис. 115) откладывают расстояние  $\delta_B - \delta_A$  и получают точку  $M$ . Визирную ось трубы теодолита, установленного на полигонометрическом знаке  $A$ , наводят на точку  $M$ . От полученного визирного луча при помощи рейки измеряют расстояния  $a_i$  на уровне горизонтального диаметра до определяемого кольца. Уклонение фактического центра кольца от проекта определяют по формуле

$$\delta_k = \frac{D}{2} - \left\{ \delta_A + \frac{a_i - b_i}{\cos \alpha_i} \right\}, \quad (\text{XII.19})$$

где  $D$  — измеренный фактический диаметр кольца,  
 $\delta_A$  — удаление полигонометрического знака от проектной оси,

$$b_i = b_0 - \frac{l_i^2}{2(R - z - q + \delta_A)} \text{ — стрелка прогиба,}$$

$$b_0 = \frac{x^2}{8(R - z - q + \delta_A)} \text{ — стрелка в середине хорды,}$$

$l_i$  — расстояние от середины хорды до определяемого кольца,  
 $R$  — радиус разбивочной круговой кривой,  
 $x$  — длина хорды  $AM$ .

На участках переходных кривых положение фактических центров колец в плане определяют так же, как и на прямых участках, от визирного луча, направленного параллельно диагонали, соединяющей точки начала переходной кривой *НПК* и конца переходной кривой *КПК*.

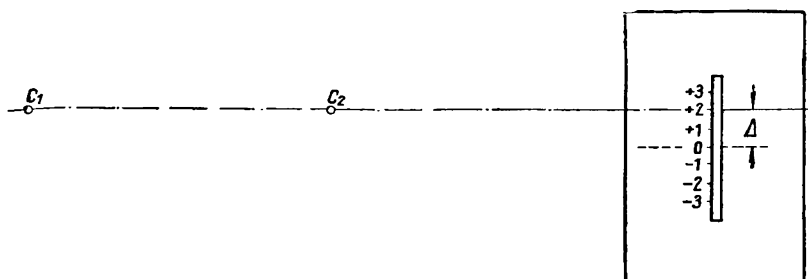


Рис. 116

Дирекционный угол этой диагонали вычисляют по координатам точек *НПК* и *КПК*.

Уклонение центра кольца от проекта определяется по формуле

$$\delta_k = \frac{D}{2} - \{\delta_A + a_i - b_n\}. \quad (\text{XII.20})$$

Величины  $b_n$  вычисляют по формуле (VIII.64).

Кольца тубинговой или блочной обделки при сооружении тоннеля щитовым способом собирают в оболочке щита, поэтому положение колец в плане и в профиле зависит от положения оболочки.

Следовательно, основная задача геодезиста при щитовом способе сооружения тоннеля заключается в определении положения щита и исправлении его положения при отклонении от проекта в плане или в профиле. Положение щита в плане определяют так: на оси тоннеля укрепляют два светящихся сигнала  $C_1$  и  $C_2$  (рис. 116); на рейке, горизонтально укрепленной на щите, устанавливают движок с диоптрами или с короткофокусной визирной трубой небольшого увеличения. Движок снабжен индексом. Рейку укрепляют таким образом, чтобы нуль ее лежал на вертикальной линии, проходящей через центр щита. Движок передвигают по рейке и добиваются установки линии визирования в створе сигналов  $C_1$  и  $C_2$ . После этого отсчитывают по индексу движка на рейке уклонение нуля рейки от проекта.

Хвост щита находится под обделкой тоннеля, а нож — у самого забоя, и видимость на эти точки отсутствует.

Видимость из тоннеля на центр щита закрыта эректором, и из тоннеля видны только точки, расположенные около свода опорного кольца щита. Поэтому положение щита определяют по точкам  $O_2$  и  $O_3$  (рис. 117), закрепленным в своде опорного кольца. Расстояния  $l_1$ ,  $l_2$  и  $l_3$  измеряют при монтаже щита.

Зная отклонения  $x_2$  и  $x_3$  точек  $O_2$  и  $O_3$  от проекта, уклонения  $x_1$  и  $x_4$  точек  $O_1$  и  $O_4$ , расположенных в хвосте и ноже щита, определяют по формулам

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= x_2 - (x_3 - x_2) \frac{l_1}{l_2} \\ x_4 &= x_3 + (x_3 - x_2) \frac{l_3}{l_2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.21})$$

Для упрощения вычислений отклонений хвоста и ножа щита от проекта составляют специальные номограммы.

Во время передвижек под действием неравномерного давления домкратов и разнородной плотности породы щит, кроме поступательного, приобретает вращательное движение вокруг своей продольной оси. Это вращательное движение называют *кручением щита*. Точка  $A$  (рис. 118), закрепленная в своде щита, при наличии кручения может оказаться смещенной относительно проектного положения, в то время как центр щита остается в проектном положении. Поэтому в результате определения отклонения от проекта точек, закрепленных в своде щита, необходимо вводить поправки, так как положение щита характеризуется положением его центра и продольной оси.

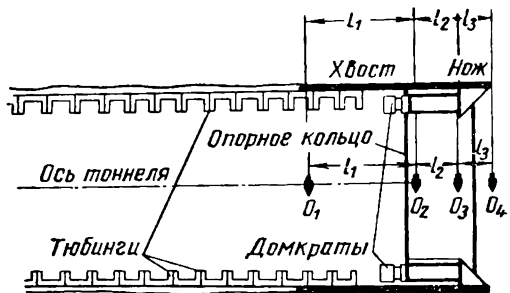


Рис. 117

Для определения поправки за кручение щита в своде к закрепленной точке, отклонение которой от проекта определяют, подвешивают отвес, а на полу верхней ячейки щита прикрепляют специальную пластинку с нанесенной сеткой квадратов со сторонами 2 мм.

Поправка за кручение

$$m = r \sin \alpha, \quad (\text{XII.22})$$

где  $r$  — радиус щита;

$\alpha$  — угол, на который произошло кручение щита.

Но так как  $\frac{b}{d} = \text{tg } \alpha$ , а угол  $\alpha$  мал, то можно принять  $\sin \alpha = \text{tg } \alpha$ .

Следовательно,

$$m = \frac{b}{d} r, \quad (\text{XII.23})$$



где  $b$  — величина смещения конца отвеса вследствие кручения щита;  
 $d$  — длина нити отвеса.

Поправку за кручение щита можно определить по результатам нивелирования марок  $M_1$  и  $M_2$ , закрепленных на торце опорного кольца щита на уровне горизонтального диаметра.

Если отметки марок  $M_1$  и  $M_2$  обозначим через  $H_{M_1}$  и  $H_{M_2}$ , то поправка за кручение получится

$$m = r \frac{H_{M_2} - H_{M_1}}{s}, \quad (\text{XII.24})$$

где  $s$  — расстояние между марками  $M_1$  и  $M_2$ .

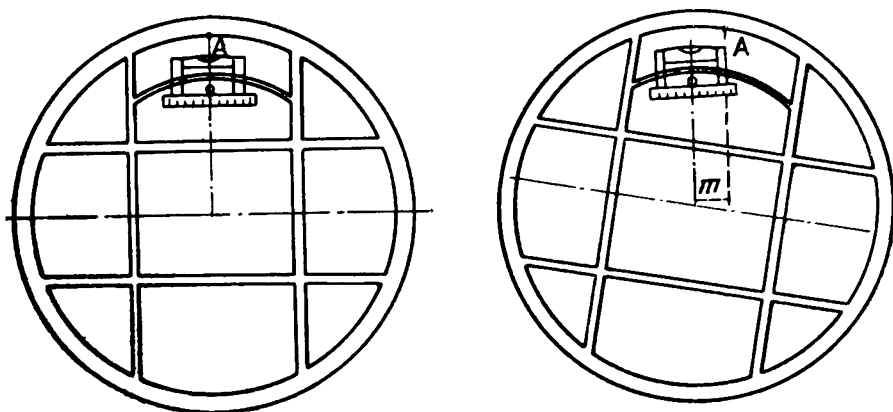


Рис. 118

Проф. М. С. Черемисин для автоматического введения поправки за крен щита предложил в верхней ячейке щита, около опорного кольца, приваривать металлическую дугу радиусом, равным расстоянию от центра щита до точки крепления этой дуги (рис. 118). По этой дуге на ползунках движется уровень. Когда пузырек уровня находится в середине ампулы, вертикальная линия, проходящая через его середину, лежит на одной вертикальной линии с центром щита.

При сооружении тоннеля на участке круговой кривой положение щита определяют от секущих или хорд.

Вершины хорд обычно закрепляют в своде тоннеля.

Для работы с инструментом в своде тоннеля подвешивают специальные помосты. Для уменьшения разбивочных работ проф. М. С. Черемисин сконструировал специальный прибор с оптическим клином. Принцип действия этого прибора состоит в том, что если на круговой кривой радиуса  $R$  закрепить точки  $A$  и  $B$  (рис. 119),

а точку  $K$  перемещать по окружности, то угол  $\alpha$  при точке  $k$  остается постоянным. При этом

$$\sin \alpha = \frac{B}{2R}, \quad (\text{XII.25})$$

где  $B$  — расстояние между точками  $A$  и  $B$ .

Представляется возможность определять положение щита в любой точке при помощи оптического клина с углом преломления, равным  $\alpha$ . Для этой цели на объективную часть визирной трубы, передвигающейся по дуге, надевают насадку с вмонтированными двумя клинами  $k_1$  и  $k_2$  (рис. 120) с углами преломления  $\frac{\alpha}{2}$ .

Если центр оптической системы насадки с клиньями совпадает с осью круговой кривой, то при рассмотрении точек  $A$  и  $B$  (см. рис. 119), закрепленных на оси тоннеля, получим следующую картину.

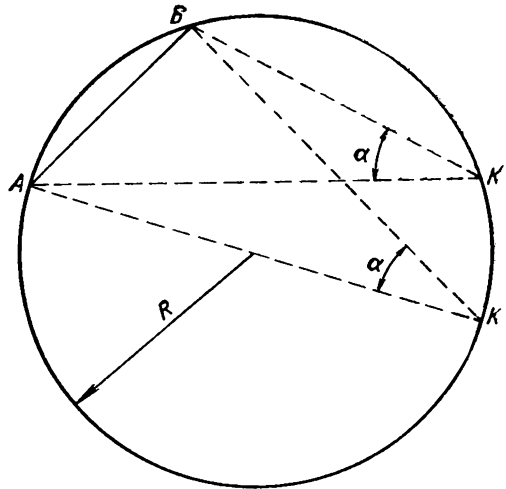


Рис. 119

Клин  $k_1$  (см. рис. 120) отклонит визирный луч на угол  $\frac{\alpha}{2}$  (рис. 121) и даст

изображение точки  $A$  в точке  $A'$ . Клин  $k_2$  отклонит визирный луч на тот же угол  $\frac{\alpha}{2}$ , но в другую сторону, и мы увидим точку  $A$ , смещенную в положение  $A''$ .

При рассмотрении точки  $B$  также будут видны два изображения ее: одно — в точке  $B'$ , а второе — в точке  $B''$ .

При расположении точек  $A$ ,  $B$  и  $K$  на круговой кривой точки  $A'$  и  $B'$  должны совместиться.

Таким образом, отклонение щита от проекта при помощи описанного прибора определяют следующим образом.

Индекс, перемещающийся по дуге, устанавливают при помощи уровня в вертикальную плоскость, проходящую через продольную ось щита, а следовательно, поправка за кручение исключается автоматически.

Затем, рассматривая точки  $A$  и  $B$ , закрепленные на оси тоннеля круговой кривой, передвигают визирную трубку до тех пор, пока точки  $A'$  и  $B'$  совместятся. В этот момент, пользуясь ранее установленным индексом, отсчитывают по шкале, нуль которой совпадает с визирной плоскостью трубы и передвигается вместе с трубой по дуге. Взятый отсчет определяет уклонение щита от проекта в плоскости расположения дуги.

При ведении щита необходимо знать не только высотное положение центра его, но и соответствие фактического уклона щита проектному. Если фактический уклон резко отличается от проектного, то щит при передвижении быстро отходит по высоте от проектной отметки и выправить его затруднительно.

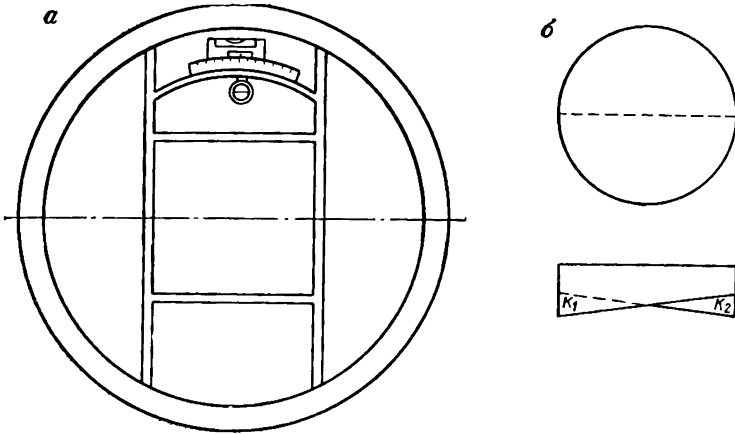


Рис. 120

Продольный уклон щита определяют или при помощи отвеса, как и поперечный уклон щита (кручение), или уровнем со специальным тангенциальным винтом.

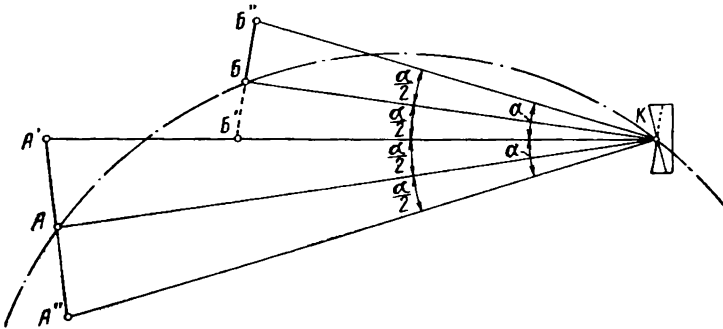


Рис. 121

По положению щита решают вопрос о том, какие домкраты нужно включить при следующем передвижении. Если щит уклонился вправо, то включают большее количество правых домкратов; если щит имеет крен в сторону ножа, то включают большее число нижних домкратов.

В настоящее время кафедрой электротехники и электроники Новочеркасского политехнического института разработан прибор

для автоматического определения положения щита. Референтной прямой является направленный луч лазера.

Ведется разработка прибора для автоматического ведения щита.

### § 70. Геодезические разбивочные работы при укладке железнодорожных путей в тоннелях

Для укладки железнодорожных путей в тоннелях закрепляют путевые реперы, вид которых показан на рис. 122.

На прямых участках трассы путевые реперы устанавливают через 20 м с правой стороны по ходу поезда, на кривых — через 5 м с внешней стороны кривой, т. е. со стороны возвышенного рельса.

Помимо указанных точек, такие реперы устанавливают на пикетаже всех характерных точек плана и профиля трассы.

Способы определения положений путевых реперов аналогичны тем, которые применяют для съемки уложенных колец в тоннеле (см. § 69).

На прямых участках пути удаление реперов от оси вычисляют по формуле

$$\delta_{r_i} = \delta_A + m_i, \quad (\text{XII.34})$$

где  $\delta$  — удаление полигонометрического знака  $A$  от оси пути;

$m_i$  — расстояние от визирного луча теодолита,

установленного на полигонометрическом знаке  $A$  (визирный луч параллелен оси пути), до путевого репера.

Устанавливают путевые реперы таким образом, чтобы верх сферической головки болта имел отметку, соответствующую отметке головки ближнего к реперу рельса на этом пикетаже. Сначала производят разбивку мест закрепления путевых реперов по пикетажу, затем их бетонирование.

Пикетаж закрепленных реперов определяют в натуре от полигонометрических знаков путем измерений расстояний от них до установленных реперов стальной рулеткой. Ошибку определения пикетажа более 3 мм не допускают.

Получив фактическое значение пикетажа установленных путевых реперов, вычисляют их проектные отметки. Путем вывинчивания

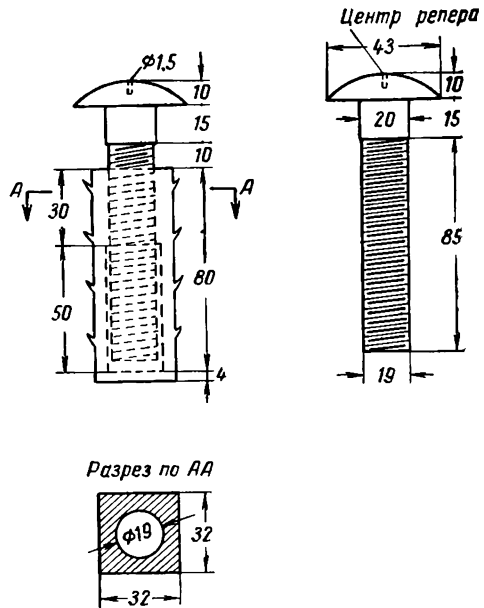


Рис. 122

или ввинчивания болтов, пользуясь нивелиром, сферические головки болтов устанавливают в проектное положение по высоте. После установки на проектную высоту резьбу болта несколько деформируют, чтобы затруднить вращение болта.

Для получения фактических отметок предварительно закрепленных по высоте реперов выполняют нивелирование III класса. По результатам этого нивелирования окончательно устанавливают путевые реперы по высоте и закрепляют их или путем сварки болта с гайкой, или путем заливки бетоном болта репера на всю его высоту (от гайки до головки). Отклонение фактических отметок от проектных не должно превышать 2 мм.

При укладке рельсов в плане необходимо знать расстояние от репера до оси пути. Эти расстояния определяют, пользуясь пунктами окончательно уравновешенного подземного полигонометрического хода.

На участках переходных кривых расстояние от реперов до оси пути определяют от линии, параллельной линии тангенса, и вычисляют по формуле

$$\delta_{r_i} = \delta_A + m_i + y_i, \quad (\text{XII.35})$$

$$y_i = \frac{l_i^3}{6C} - \frac{l_i^7}{336C^3}, \quad (\text{XII.36})$$

где  $l_i$  — длина переходной кривой от ее начала до текущей точки с номером  $i$ ;

$C$  — параметр переходной кривой (см. § 47).

На участках круговой кривой расстояние реперов от оси пути определяют по рейке при помощи теодолита, визирный луч которого направлен параллельно хорде. При этом рейка, по которой отсчитывают величины  $m_i$  от визирного луча теодолита пзА-М до путевых реперов  $r_i$ , должна быть перпендикулярна к визирному лучу (рис. 123). Таким образом, от оси пути до реперов расстояние

$$\delta_r = \delta_A + \frac{m_i - b_i}{\cos \alpha}. \quad (\text{XII.37})$$

Величину  $b_i$  стрелки прогиба кривой в текущей точке вычисляют по формуле

$$b_i = b_0 - \frac{l_i^3}{2(R - z + \delta_A)}, \quad (\text{XII.38})$$

в которой

$$b_0 = \frac{x^2}{8(R - z + \delta_A)}. \quad (\text{XII.39})$$

Если обозначим расстояния между серединой хорд и репером через  $l$ , то

$$\cos \alpha = 1 - \frac{l^3}{2(R - z + \delta_A)}.$$

Тогда

$$\delta_r = \delta_A + \frac{m_l - b_l}{\left(1 - \frac{l_l^2}{2(R - z + \delta_A)}\right)}. \quad (\text{XII.40})$$

Расстояние  $\delta_r$  определяют дважды независимыми путями. Расхождения результатов двойных определений не допускают более 3 мм.

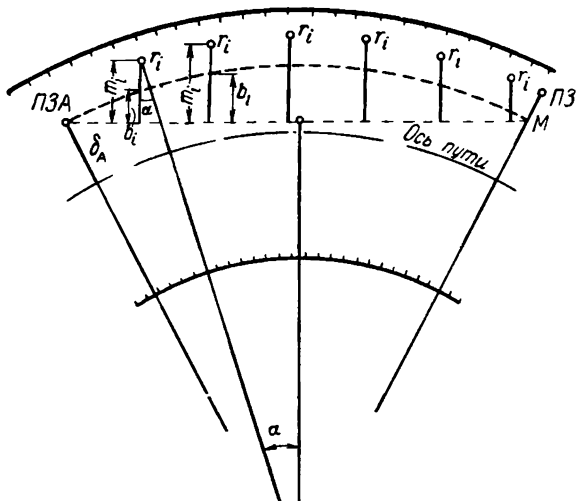


Рис. 123

После определения расстояний от реперов до оси пути составляют специальную ведомость, в которой показывают: пикетаж реперов, отметку головки репера, расстояния от репера до оси пути  $\delta_r$  и расстояние  $l$  от репера до внутренней грани ближнего к реперу рельса (рис. 124).

Расстояние между внутренними гранями рельсов на прямых участках принято равным 1524 мм. На кривых участках это расстояние меняется в зависимости от радиуса кривой.

Укладку рельсов производят от путейских реперов, пользуясь рейкой и накладным уровнем. Обычно до укладки рельсов в проектное положение оба рельса монтируют и укрепляют на шпалах. Иглу рейки, закрепленную на нулевом делении, вставляют в отверстие репера. Второй конец рейки кладут на головку устанавливаемого рельса; при этом на рейку устанавливают накладной уровень, как показано на рис. 124, и, передвигая рельсы в плане и по высоте, добиваются такого

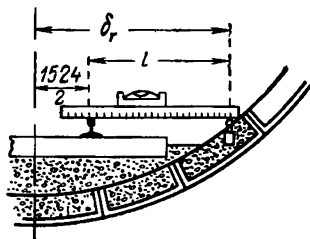


Рис. 124

положения, чтобы пузырек уровня расположился в нуль-пункте, а отсчет по рейке против внутренней грани рельса соответствовал проектному отсчету, указанному в ведомости. Затем на кривых участках внутренних рельсов занижают относительно наружного и раскрепляют уложенные пути домкратами, упирающимися в обделку тоннеля.

После вторичной проверки правильности уложенных и раскрепленных путей производят заливку шпал бетоном. В процессе заливки геодезисты периодически проверяют высотное положение рельсов при помощи нивелира, а их прямолинейность на прямых участках — теодолитом, установленным над гранью рельса.

На круговых участках правильность уложенных рельсов контролируют измерением стрелок прогиба рельсов в середине хорд длиной 10 или 20 м.

### § 71. Наблюдение за осадками и деформациями

Подземные выработки при сооружении тоннелей, как правило, вызывают осадки дневной поверхности земли. Принято считать, что эти осадки могут распространиться от оси на расстояние, равное полуторной глубине сооружаемого тоннеля. При неблагоприятных геологических условиях зона распространения осадок может быть значительно больше, а сами осадки могут достигать размеров, выражающихся дециметрами. В связи с этим при наличии зданий и сооружений в районе прохождения трассы работы по наблюдению за осадками приобретают весьма важное значение.

Начавшиеся и распространяющиеся осадки того или иного здания или сооружения могут быть неравномерными, а следовательно, эти здания могут разрушиться.

Для принятия мер по укреплению зданий, расположенных в зоне осадок, или для изменения технологического процесса сооружения тоннеля, направленного на уменьшение осадок, очень важно обнаружить осадки в первой стадии их появления, когда они имеют величину, не превышающую 5—6 мм.

При обнаружении осадок необходимо организовать наблюдение за ними для выявления их величины и интенсивности развития. Поэтому до начала строительных работ в стены зданий, расположенных в зоне возможных деформаций, закрепляют временные реперы, имеющие вид железнодорожных костылей. Такие костыли закрепляют на всех четырех углах здания и на расстоянии 20—25 м один от другого, если здание больших размеров. На зданиях, имеющих облицовку из гранита или мрамора, реперами могут служить отмеченные на облицовке точки, на которых можно устанавливать нивелирную рейку.

До начала горных работ отметки всех установленных в районе запроектированной трассы реперов определяют дважды.

Для этого выполняют нивелирование III класса, ходы которого опираются на марки и реперы созданного высотного геодезического обоснования.

Величины осадок зависят от глубины залегания тоннелей, геологических условий, размеров горных выработок, скорости и способов ведения горных работ и от других факторов.

Промежуток между повторным нивелированием для выявления осадок реперов устанавливают с учетом перечисленных выше факторов, но во всех случаях не более 45 дней. В районе, где выявлены интенсивные осадки, реперы нивелируют через 10 дней, а в некоторых случаях и ежедневно.

По результатам повторного нивелирования составляют специальные ведомости, в которые записывают размеры осадок как между двумя последними циклами нивелирования, так и суммарные осадки с начала наблюдений. После этого составляют график в масштабе 1 : 500, характеризующий как зоны распространения осадок, так и размеры последних.

В подземных выработках, особенно в местах с неблагоприятными геологическими условиями, развивается значительное горное давление, в результате которого возможны осадки и деформации креплений и обделки тоннеля. Для выявления величины и интенсивности осадок в этом случае производят периодическое нивелирование специальных точек, закрепленных в своде и лотковой части тоннеля. Периодичность нивелирования устанавливают в зависимости от размеров горного давления и интенсивности выявленных деформаций.

В местах пересечения вновь сооружаемых тоннелей метрополитена с действующими линиями производят наблюдения за осадками и деформациями существующих подземных сооружений. Реперы в таких сооружениях закрепляют на расстоянии 10—15 м один от другого, охватывая при этом всю зону возможных осадок.

Исходными данными для наблюдения за осадками подземных сооружений служат пункты высотного подземного обоснования.

Для выявления деформации в сооруженных тоннелях с блочной и тюбинговой обделкой, которая может быть вызвана боковым горным давлением, измеряют горизонтальные диаметры через 5—10 колец обделки с периодичностью 10—20 дней.

В тоннелях с бетонной обделкой для выявления возможных деформаций, возникаемых под влиянием бокового горного давления наблюдают за сближением стен тоннеля. Для этой цели на одной высоте в противоположных стенах тоннеля закрепляют знаки, изображенные на рис. 125.

Между остриями этих знаков периодически измеряют расстояния стальной прокомпарированной рулеткой. Все результаты по наблюдениям за осадками и деформациями подземных сооружений записывают в специальные ведомости. Если размеры осадок и деформаций подземных сооружений превышают установленные допуски, обеспечивающие прочность сооружения, то принимают меры для уменьшения размеров осадок и деформаций.

При расположении тоннеля в неустойчивых, оползневых породах для наблюдения за поперечным смещением тоннеля наиболее рационально применять метод створных наблюдений. Для этой



цели в своде тоннеля по всей длине неустойчивой части его через 5—10 м в створе закрепляют специальные знаки, к которым подвешивают отвесы. При этом створ продолжают и в устойчивых частях тоннеля на 50—100 м в обе стороны.

Поперечное смещение отдельных частей тоннеля определяют при помощи теодолита, имеющего большое увеличение трубы и установленного на точке створа, закрепленной на устойчивом участке тоннеля путем измерения малых углов между направлениями закрепленного створа и направлениями на сместившиеся от створа отвесы. Расстояние от инструмента до сместившихся отвесов измеряют стальной рулеткой.

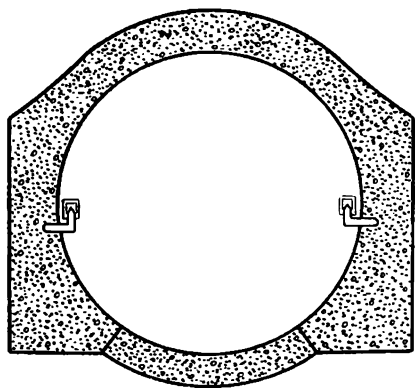


Рис. 125

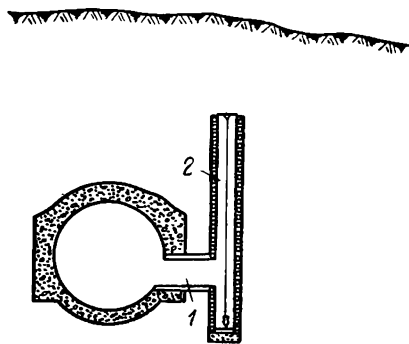


Рис. 126

На кривых участках тоннеля для наблюдения за смещениями в бетон лотка закладывают специальные точки на расстоянии 200—300 м одна от другой. По этим точкам прокладывают ходы высокоточной полигонометрии, опирающиеся на точки, закрепленные в устойчивых частях тоннеля. По результатам периодических высокоточных полигонометрических измерений определяют устойчивость или размеры смещений закрепленных точек: смещение отвесов, закрепленных в своде тоннеля и расположенных один от другого на расстоянии 5—10 м, определяют путем периодических измерений малых углов между сторонами хода высокоточной полигонометрии и направлениями на наблюдаемые отвесы. Смещение каждого отвеса определяют с двух полигонометрических точек.

Наблюдения отвесов по времени приурочивают к повторным измерениям в ходах высокоточной полигонометрии.

Эшерские тоннели на железнодорожной линии Адлер — Сухуми сооружены под интенсивным оползневом массивом. Сильно развивающееся горное давление при сооружении тоннеля дало основание предполагать, что тоннели расположены в зоне затухших оползней. Поэтому появилась необходимость вести наблюдения за всем массивом, расположенным над тоннелем, чтобы выявить границы дей-

ствующих оползней. Для этой цели из тоннеля в нескольких местах были пройдены боковые штольни 1 (рис. 126). Из этих штолен вверх и вниз были сооружены колодеобразные стволы 2 квадратного сечения. Такие (слепые) стволы называют г е з е н к а м и. Крепления гезенков осуществлялось венцами из круглых бревен, не связанными между собой. Внизу гезенка уложена мощная бетонная подушка, на поверхности которой закреплена металлическая пластинка. Вверху гезенка подвешивается тяжелый отвес. Точка в которую проектировалось острие отвеса в начале наблюдения, была отмечена на металлической пластинке. Были организованы систематические наблюдения за положением отвеса. При этом миллиметровой линейкой измеряли величины смещения точки крепления отвеса.

Кроме того, от нити отвеса производили измерения до венцов крепления через каждый метр по высоте в направлении движения оползневого массива. По результатам измерений составили разрезы гезенка в крупном масштабе, по которым наглядно видна интенсивность оползней на разных высотах и достаточно четко определено положение по высоте линии скольжения оползневого массива.

## § 72. Основные правила по технике безопасности при работе в подземных условиях

Для работы в стволе шахты сооружают надежные полки и настилы. В процессе выполнения разбивочных работ опасно находиться вблизи работающих ручными инструментами (кувалдой, топором и др.), а также в зонах погрузочно-разгрузочных работ, подъемных кранов, погрузочных машин и других механизмов. При работе вблизи места электросварки защищают зрение специальными предохранительными средствами: надевают защитные очки, ставят ширму или щитки. При работе под тельферными и бункерными эстакадами необходимо соблюдать особую осторожность.

В подземных выработках возможны случаи падения кусков породы или каких-либо предметов, поэтому для работы в тоннелях и штольнях надевают специальные каски. При работе на подмостях, настилах или полках, под которыми находятся люди, все инструменты и оборудование привязывают к креплениям настила веревками, чтобы предотвратить возможность их падения вниз.

На время выполнения геодезических работ в стволе, бадейном отделении или в лесоспуске все строительные работы приостанавливают. Посадку и выход людей из клеток шахтного подъема производят только с разрешения стволового.

При переносе геодезического оборудования в штольнях и тоннелях следят за тем, чтобы габарит переносных предметов допускал свободный проход вагонеток.

Для передачи породы и грузов в штольнях с одного горизонта на другой часто сооружают рельсовые пути с большим уклоном. Такие уклоны называют б р е м с б е р г а м и. Грузные вагонетки поднимают по рельсам бремсберга канатами при помощи

лебедек. В случае обрыва каната груженные вагонетки могут пойти под уклон с большой скоростью. Поэтому во время геодезических работ на бремсбергах подъем и спуск останавливают.

При выполнении геодезических работ в тоннелях и штольнях с действующей электровозной откаткой места работы огораживают специальными предупредительными знаками.

В процессе измерений диаметров сооруженного тоннеля применяют специальные меры к тому, чтобы рулетки не прикасались к троллейному проводу электровозной откатки или к другим проводам электропроводки.

Для нивелирования лотка сооруженного тоннеля приходится отрывать доски настила. По окончании работ оторванные доски прибывают на свое место, чтобы обеспечить безопасность передвижения по настилу.

Опасно выполнять геодезические работы вблизи действующих пескоструйных аппаратов и вблизи мест гидроизоляционных работ. На время геодезических разбивок и измерений указанные работы приостанавливают.

После взрывных работ в тоннеле скапливаются вредные газы, поэтому входить в зону взрывных работ можно только по разрешению представителя технического надзора.

При щитовой проходке тюбинговые кольца собирают эректором; так как рука эректора, которая захватывает и поднимает тюбинг весом около 1 т, а затем укладывает его на свое место находится в непосредственной близости к щиту, подъем и спуск со щита во время работы эректора опасен.

В процессе угловых и линейных измерений пользуются переносной лампой. Подключить переносную лампу можно только к проводке с напряжением не более 36 в. Поэтому перед выполнением геодезических работ в тоннеле консультируются с дежурным электриком и выясняют, какое напряжение в той или иной электропроводке.

Подробные правила по технике безопасности изложены в книге «Правила по технике безопасности при строительстве метрополитенов и железнодорожных тоннелей» (М., Министерство транспортного строительства, 1956). Эти правила обязаны знать все, кто работает в тоннелях.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 1

### УРАВНОВЕШИВАНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ, ВЫПОЛНЕННЫХ ДЛЯ СНЕСЕНИЯ КООРДИНАТ С ТРИАНГУЛЯЦИОННОГО ЦЕНТРА, ЗАКРЕПЛЕННОГО НА КРЫШЕ ЗДАНИЯ, НА ПОЛИГОНОМЕТРИЧЕСКИЙ ЗНАК

Подготовительные и уравнивательные вычисления выполняют в такой последовательности:

1. Подсчитывают угловые невязки в треугольниках.
2. Вычисляют допустимую величину угловой невязки в треугольнике по формуле

$$W_{\beta_{\text{доп}}} = 2m_{\beta} \sqrt{3}.$$

3. Выбирают из семизначных таблиц логарифмы длин базисов и синусов связующих углов. Одновременно с этим выбирают и записывают изменения логарифмов синусов с изменением углов на 1" и изменения логарифмов длин базисов с изменением величин базисов на 1 мм.

Если уравнивание выполняется по натуральным значениям тригонометрических функций, то из шестизначных таблиц выбирают натуральные значения синусов и попутно с этим котангенсы связующих углов.

4. Вычисляют свободный член базисного условия и сравнивают его величину с допустимой, которая определяется для полигонометрии I разряда по формуле

$$W_{\text{гдоп}} = \frac{1}{7500} \cdot \frac{10^6}{2,30} \quad (4)$$

в случае логарифмических вычислений и по формуле

$$W_{\text{натдоп}} = \frac{10^6}{7500} \quad (2)$$

при вычислении по таблицам натуральных значений тригонометрических функций. В обоих случаях  $W_{\text{доп}}$  будет выражено в единицах шестого знака после запятой.

5. Составляют и решают нормальные уравнения.

6. Вычисляют поправки в измеренные углы и длины базисов.

Сумма поправок в углы в каждом треугольнике должна быть равна угловой невязке, взятой с обратным знаком. Неравенство может образоваться только за счет округления. Это неравенство можно допустить до 0,2 сек.

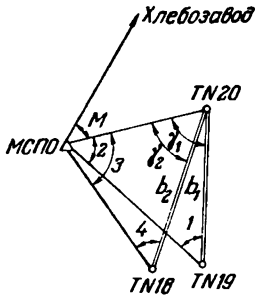


Рис. 127

7. Проверяют правильность решения нормальных уравнений и получения поправок по формуле

$$[pv^2] = -[kW]. \quad (3)$$

8. Вычисляют окончательные длины сторон треугольников.

Длина общей стороны, полученная из разных треугольников, может расходиться только за счет округлений при вычислениях. Это расхождение можно допустить до 1 мм.

9. Подсчитывают относительную ошибку определения длины стороны общей для двух треугольников.

Количество значащих цифр на отдельных стадиях уравнильных вычислений и расположение вычислительного материала показаны в приведенном ниже примере.

### Пример уравнивания

1. Исходные данные (рис. 127):

$$Y_{МСПО} = 7263,279;$$

$$X_{МСПО} = 11\,328,136;$$

$$\alpha_{МСПО-хлебозавод} = 17^\circ 47' 23'',8.$$

2. Результаты оценки точности угловых и линейных измерений

$$m_{\beta} = \pm 4''; \quad \mu = 0,0004.$$

3. Измеренные значения:

$$\angle 1 = 31^\circ 15' 06''$$

$$\angle 2 = 73 46 28$$

$$\angle \gamma_1 = 74 58 30$$

$$\underline{1 + 2 + \gamma_1 = 180^\circ 00' 04''}$$

$$\angle 3 = 74^\circ 02' 55''$$

$$\angle 4 = 31 03 28$$

$$\angle \gamma_2 = 74 53 33$$

$$\underline{3 + 4 + \gamma_2 = 179^\circ 59' 56''}$$

$$M = 43^\circ 28' 22''$$

$$b_1 = 212,360$$

$$b_2 = 213,857$$

$$W_1 = +4'',$$

$$W_2 = -4''.$$

4. Вычисление свободного члена базисного уравнения приведено в табл. 1.

$$W_3 = \sum I - \sum II = -20,5 \text{ единицы шестого знака логарифма.}$$

5. Условные уравнения:

$$\text{I. } (1) + (2) + (\gamma_1) + 4'' = 0$$

$$\text{II. } (3) + (4) + (\gamma_2) - 4'' = 0$$

$$\text{III. } 2,05(b_1) + 3,47(1) + 0,60(3) - 2,03(b_2) - 0,62(2) - 3,50(4) - 20,5 = 0$$

Таблица I

Обозначения	Логарифмы	$\Delta$	Обозначения	Логарифмы	$\Delta$
$b_1$	2.327 0727	+2,05	$b_2$	2.330 1235	+2,03
sin 1	9.714 9984	+3,47	sin 2	9.982 3478	+0,62
sin 3	9.982 9471	+0,60	sin 4	9.712 5674	+3,50
$\Sigma \text{I} = 2.025 0182$			$\Sigma \text{II} = 2.025 0387$		

6. Выражение поправки длины стороны МСПО-пз № 20 через поправки измеренных величин

$$\lg S_{\text{МСПО-пз №20}} = \lg b_1 \frac{\sin 1}{\sin 2}$$

$$\text{IV. } 2,05(b_1) + 3,47(1) - 0,62(2) = \Delta_{\text{МСПО-пз №20}}$$

Таблица II

Обозначение поправок	Условные обозначения				$S$	$\frac{1}{p}$	$pv$	$v$	$pv^2$	$kW$
	a]	b]	c]	f]						
(1)	+1		+3,47	+3,47	+7,94	1,0	+0,6	+0,6	0,36	-8,18
(2)	+1		-0,62	-0,62	-0,24	1,0	-2,5	-2,5	6,25	-8,22
( $\gamma_1$ )	+1		—	—	+1,00	1,0	-2,0	-2,0	4,00	-15,50
(3)		+1	+0,60	—	+1,60	1,0	+2,6	+2,6	6,76	
(4)		+1	-3,50	—	-2,50	1,0	-0,5	-0,5	0,25	
( $\gamma_2$ )		+1	—	—	+1,00	1,0	+2,1	+2,1	4,41	
( $b_1$ )			+2,05	+2,05	+4,10	2,12	+1,55	+3,3	5,10	
( $b_2$ )			-2,03	—	-2,03	2,14	-1,55	-3,3	5,10	
$W$	-4,0	-4,0	-20,5						32,23	-31,90
$\left[ \frac{a}{p} \right]$	+3,00	0	+2,85	+2,05	+8,70					
$\left[ \frac{b}{p} \right]$		+3,0	-2,90	0	+0,10					
$\left[ \frac{c}{p} \right]$			+42,76	+21,33	+64,05					
$\left[ \frac{f}{p} \right]$				+21,33	+45,50					
$\left[ \frac{s}{p} \right]$					+118,37					
$\frac{k}{k}$	-2,050	+2,064	+0,756							

### 7. Вычисление весов.

$$p(v_1) = a_1 k_1 + b_1 k_2 + c_1 k_3.$$

Вес измеренного значения угла

$$P_{\beta} = 1.$$

Вес измеренного значения базиса

$$P_{b_1} = \frac{m_{\beta}^2}{(1000\mu)^2 b_1} = 0,470;$$

$$P_{b_2} = \frac{m_{\beta}^2}{(1000\mu)^2 b_2} = 0,486.$$

8. Коэффициенты условных уравнений, а также вычисления коэффициентов нормальных уравнений и поправок к измеренным величинам приведены в табл. II.

9. Решение нормальных уравнений дано в табл. III.

Таблица III

№ уравнения	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$f$	$w$	$S$	Контроль
I	+3,00	0	+2,85	+2,85	+4,00	+12,70	
II	0	+3,00	-2,90	0	-4,00	-3,90	
III	+2,85	-2,90	+42,76	+21,33	-20,50	+43,55	
IV	+2,85	0	+21,33	+21,33	0	+45,52	
I	+3,00	0	+2,85	+2,85	+4,00	+12,70	
$\partial_I$	-1	0	-0,950	-0,950	-1,333	-4,233	-4,233
II		+3,0	-2,90	0	-4,00	-3,90	
		0	0	0	0	0	
		+3,00	-2,90	0	-4,00	-3,90	-3,90
$\partial_{II}$		-1	+0,967	0	+1,333	+1,300	+1,300
III			+42,76	+21,33	-20,50	+43,55	
			-2,71	-2,71	-3,80	-12,06	
			-2,80	0	-3,87	-3,77	
			+37,25	+18,62	-28,17	+27,72	+27,70
$\partial_{III}$			-1	-0,500	+0,756	-0,744	-0,744
IV				21,33	0	+45,52	
				-2,71	-3,80	-12,06	
				0	0	0	
Вычисление коррелят	-1,333	+1,333	+0,756	0	0	0	
	-0,717	+0,731	$k_3$	-9,31	+13,92	-14,01	
	0	+2,064	1	+9,31	+10,12	+19,45	+19,43
	-2,050	$k_2$	$P_F$				
	$k_1$						

10. Уравновешенные углы:

$\angle 1 = 31^\circ 15' 06'',6$	$\angle 3 = 74^\circ 02' 57'',6$
$\angle 2 = 73 \ 46 \ 25,5$	$\angle 4 = 31 \ 03 \ 27,5$
$\angle \gamma_1 = 74 \ 58 \ 28,0$	$\angle \gamma_2 = 74 \ 53 \ 35,1$
$180^\circ 00' 00'',1$	$180^\circ 00' 00'',2$

11. Вычисление длины стороны МСПО-пз № 20

$\lg 212,3633 = 2.3270798$	$\lg 213,8537 = 2.3301168$
$\lg \sin 31^\circ 15' 06'',6 = 9.7150002$	$\text{доп } \lg \sin 74^\circ 02' 57'',6 = 0.0170514$
$\text{доп } \lg \sin 73^\circ 46' 25'',5 = 0.0176538$	$\lg \sin 31 \ 03 \ 27,5 = 9.7125656$
$\lg (\text{МСПО-пз № 20}) = 2.0597338$	$\lg (\text{МСПО-пз № 20}) = 2.0597338$

$$S_{\text{МСПО-пз № 20}} = 114,745$$

12. Оценка точности

$$m_{\text{в}} = \sqrt{\frac{[pv^2]}{r}} = \sqrt{\frac{32,23}{3}} = \pm 3'',3,$$

$$m_{\lg \text{МСПО-пз № 20}} = m_{\text{в}} \sqrt{\frac{1}{P_F}} = 3,3 \sqrt{9,31} = \pm 10,0 \text{ единиц шестого знака логарифма}$$

$$\frac{M_{\text{МСПО-Т20}}}{\text{МСПО-Т20}} = \frac{m_s}{S} = \frac{m_{\lg}}{0,4343 \cdot 10^6} = \frac{1}{43\,000}.$$

**Уравновешивание по натуральным значениям тригонометрических величин.**

1. Определение свободного члена базисного уравнения

$$W_3 = \frac{b_1 \sin 1 \cdot \sin 3}{b_2 \sin 2 \cdot \sin 4} - 1 = 0.9999534 - 1 = -0.0000466,$$

или  $W_3 = -46,6$  единицы шестого знака.

2. Условные уравнения:

$$\text{I. } (1) + (2) + (\gamma_1) + 4'' = 0$$

$$\text{II. } (3) + (4) + (\gamma_2) - 4'' = 0$$

$$\text{III. } 4,73(b_1) + 8,00(1) - 1,43(2) + 1,38(3) - 8,07(4) - 4,68(b_2) - 46,6 = 0.$$

Выражение поправки длины стороны МСПО—пз № 20 через поправки измеренных величин

$$\text{IV. } 4,73(b_1) + 8,00(1) - 1,43(2) = \Delta_{\text{МСПО-пз № 20}}.$$

4. Коэффициенты условных уравнений, а также вычисление коэффициентов нормальных уравнений и поправок к измеренным величинам приведены в табл. IV.



Таблица IV

Обозначения поправок	Условные уравнения				S	$\frac{1}{p}$	pv	v	pv <sup>2</sup>	kW
	a]	b]	c]	f]						
(1)	+1		+8,00	+8,00	+17,00	1,0	+0,6	+0,6	0,36	-8,23
(2)	+1		-1,43	-1,43	-1,86	1,0	-2,5	-2,5	6,25	-8,18
(γ <sub>1</sub> )	+1				+1,00	1,0	-2,0	-2,0	4,00	-15,14
(3)		+1	+1,38		+2,38	1,0	+2,6	+2,6	6,76	
(4)		+1	-8,07		-7,07	1,0	-0,5	-0,5	0,25	
(γ <sub>2</sub> )		+1			+1,00	1,0	+2,1	+2,1	4,41	
(b <sub>1</sub> )			+4,73	+4,73	+9,46	2,12	+1,55	+3,3	5,10	
(b <sub>2</sub> )			-4,68		-4,68	2,14	-1,55	-3,3	5,10	
W	+4,0	-4,0	-46,6						32,33	-31,55
$\left[ \frac{a}{p} \right]$	+3,00	0	+6,57	+6,57	+16,14					
$\left[ \frac{b}{p} \right]$		+3,00	-6,69	0	-3,69					
$\left[ \frac{c}{p} \right]$			+227,16	+113,36	+340,42					
$\left[ \frac{f}{p} \right]$				+113,36	+233,30					
$\left[ \frac{s}{p} \right]$					+586,17					
k	-2,045	+2,058	+0,325							

5. Решение нормальных уравнений приведено в табл. V.

6. Оценка точности

$$m_B = \sqrt{\frac{[pv^2]}{r}} = \sqrt{\frac{32,23}{3}} = \pm 3'',3;$$

$$m_F = m_B \sqrt{\frac{1}{P_F}} = 3,3 \sqrt{49,49} = 23,2 \text{ единиц шестого знака};$$

$$\frac{m_S}{S} = \frac{23,2}{10^6} = \frac{1}{43\,000}.$$

**Текущий контроль в процессе уравновешивания путем сравнения результатов, полученных при помощи логарифмов и по натуральным значениям тригонометрических функций.**

1. Все коэффициенты и свободный член базисного уравнения, полученные по натуральным значениям, должны быть больше в 2,3 раза, чем найденные по логарифмам.

2. Поправки в углы и базисы должны быть одинаковыми в пределах округлений.

Таблица V

№ уравнения	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$f$	$W$	$S$	Контроль
I	+3,00	0	+6,57	+6,57	+4,0	+20,14	
II	0	+3,00	-6,69	0	-4,00	-7,69	
III	+6,57	-6,69	+227,16	+113,36	-46,60	+293,82	
IV	+6,57	0	+113,36	+113,36	0	+233,30	
I	+3,00	0	+6,57	+6,57	+4,00	+20,14	
Э <sub>I</sub>	-1	0	-2,190	-2,190	-1,333	-6,711	-6,713
II		+3,00	-6,69	0	-4,00	-7,69	
		0	0	0	0	0	
Э <sub>II</sub>		+3,00	-6,69	0	-4,00	-7,69	-7,69
III		-1	+2,230	0	+1,333	+2,563	+2,563
			+227,16	+113,36	-46,60	+293,82	
			-14,39	-14,39	-8,76	-44,15	
			-14,92	0	-8,92	-17,15	
Э <sub>III</sub>			+197,85	+98,97	-64,28	+232,52	+232,54
			-1	-0,500	+0,325	-1,175	-1,175
IV				113,36	0	+233,30	
				-14,39	-8,76	-44,15	
	Вычисление коррелят			0	0	0	
	-1,333	+1,333	+0,325				
	-0,712	+0,725	$k_3$	-49,48	+32,14	-116,26	
	0	+2,058	1	+49,49	+23,38	+72,89	+72,87
	-2,045	$k_2$	$P_F$				
	$k_1$						

3. Обратный вес весовой функции, полученный по логарифмам и по натуральным значениям, должен удовлетворять равенству

$$\left(\frac{1}{P_F}\right)_{\lg} \frac{1}{M^2} = \left(\frac{1}{P_F}\right)_{\text{нат}},$$

где

$$M=0,43,$$

или

$$5,3 \left(\frac{1}{P_F}\right)_{\lg} = \left(\frac{1}{P_F}\right)_{\text{нат}}. \quad (4)$$

4. Относительная ошибка определения длины стороны, общей для двух треугольников, должна быть в пределах округлений одинаковой в обоих случаях.

5. Длина общей для двух треугольников стороны должна получиться одинаковой в обоих случаях. Расхождение за счет округлений при вычислениях можно допустить в пределах 1 мм.

УРАВНОВЕШИВАНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ,  
 ВЫПОЛНЕННЫХ ДЛЯ ОРИЕНТИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК  
 СПОСОБОМ СОЕДИНИТЕЛЬНОГО ТРЕУГОЛЬНИКА

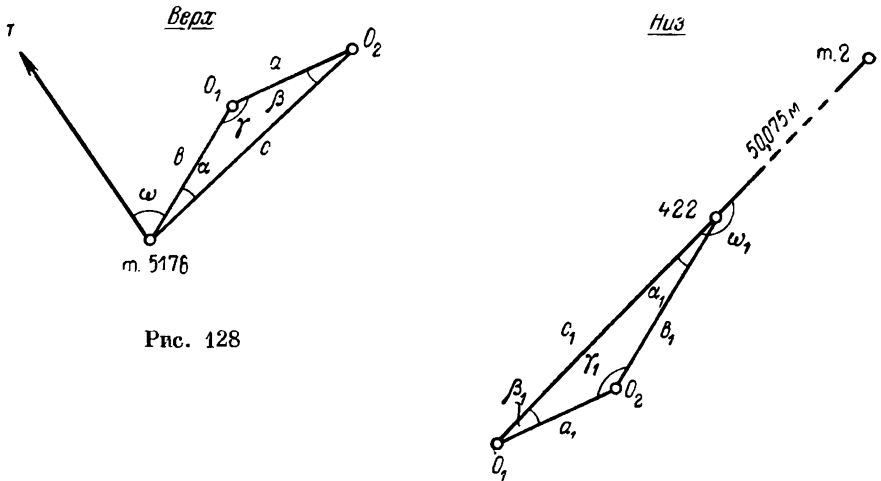


Рис. 128

Исходные данные

$$\alpha_{т-5176} = 144^{\circ} 28' 39'',$$

$$y_{5176} = 2740,523 \text{ м},$$

$$x_{5176} = 4583,493 \text{ м}.$$

Результаты измерений приведены в табл. 35.

Таблица 35

Верх

Обозначения	Положение отвесов		
	I	II	III
<i>a</i>	4,2883 м	4,2871 м	4,2890 м
<i>b</i>	5,4331 »	5,4338 »	5,4324 »
<i>c</i>	9,7219 »	9,7215 »	9,7223 »
$\alpha$	0° 16' 55"	0° 12' 40"	0° 21' 10"
$\omega$	65° 54' 28"	66° 04' 02"	65° 44' 54"

Низ

Обозначения	Положение отвесов		
	I	II	III
<i>a</i> <sub>1</sub>	4,2906 м	4,2886 м	4,2946 м
<i>b</i> <sub>1</sub>	6,8801 »	6,8808 »	6,8794 »
<i>c</i> <sub>1</sub>	11,1648 »	11,1642 »	11,1654 »
$\alpha$ <sub>1</sub>	1° 43' 45"	1° 46' 35"	1° 40' 55"
$\omega$ <sub>1</sub>	359° 02' 59"	358° 58' 15"	359° 07' 28"

Проверка  $\alpha$  и  $\omega$ .

I. Вычисление теоретического значения  $\Delta\omega$

1) В е р х

$$\begin{array}{r} \text{а) } 66^{\circ} 04' 02'' \\ 65 \ 54 \ 28 \end{array}$$

$$\Delta\omega_{\text{изм}} = 9' 34''$$

$$\begin{array}{r} \text{б) } 65^{\circ} 54' 28'' \\ 65 \ 44 \ 54 \end{array}$$

$$\Delta\omega_{\text{изм}} = 9' 34''$$

$$\Delta\omega_{\text{теор}} = \frac{15}{b} \rho = \frac{15 \times 206 \ 265}{5433,4} = 569 = 9' 29''.$$

2) Н и з

$$\begin{array}{r} \text{а) } 359^{\circ} 02' 59'' \\ 358 \ 58 \ 15 \end{array}$$

$$\Delta\omega_{\text{изм}} = 4' 44''$$

$$\begin{array}{r} \text{б) } 359^{\circ} 07' 28'' \\ 359 \ 02 \ 59 \end{array}$$

$$\Delta\omega_{\text{изм}} = 4' 29''$$

$$\Delta\omega_{\text{теор}} = \frac{15}{c_1} \rho = \frac{15 \times 206 \ 265}{11 \ 164,8} = 277 = 4' 37''.$$

II. Вычисление теоретического значения  $\Delta\alpha$

1) В е р х

$$\begin{array}{r} \text{а) } 0^{\circ} 16' 55'' \\ 0 \ 12 \ 40 \end{array}$$

$$\Delta\sigma_{\text{изм}} = 4' 15''$$

$$\begin{array}{r} \text{б) } 0^{\circ} 21' 10'' \\ 0 \ 16 \ 55 \end{array}$$

$$\Delta\alpha_{\text{изм}} = 4' 15''$$

$$\begin{aligned} \Delta\alpha_{\text{теор}} &= \left( \frac{15}{b} \rho - \frac{15}{c} \rho \right) = \frac{15 \times 206 \ 265}{5433,4} - \\ &= \frac{15 \times 206 \ 265}{9721,9} = 569 - 318 = 251 = 4' 11''. \end{aligned}$$

Т а б л и ц а 36

В е р х

Обозначения	Положение отвесов		
	I	II	III
$\sin \alpha$	0,004921	0,003685	0,006157
$\cos \alpha$	0,999988	0,999993	0,999981
$b : a$	1,266959	1,267477	1,266589
$\sin \beta$	0,006235	0,004671	0,007798
$\beta$	$0^{\circ} 21'$	$0^{\circ} 16' 03'',5$	$0^{\circ} 26' 48'',5$
$\cos \beta$	0,999980	0,999989	0,999970
$a \cos \beta$	4,2882	4,2871	4,2889
$b \cos \alpha$	5,4330	5,4338	5,4323
$c_{\text{выч}}$	9,7212	9,7209	9,7212
$c_{\text{изм}}$	9,7219	9,7215	9,7223
$f_s = c_{\text{выч}} - c_{\text{изм}}$	-0,0007	-0,0006	-0,0011
$a_{\text{испр}}$	4,2885 м	4,2873 м	4,2894 м
$b_{\text{испр}}$	5,4334 »	5,4340 »	5,4327 »
$c_{\text{испр}}$	9,7217 »	9,7213 »	9,7219 »

Вычисление теоретического значения  $\Delta_\alpha$

2) Н и з

a)  $1^\circ 16' 35''$   
 $1 \ 13 \ 45$

b)  $1^\circ 13' 45''$   
 $1 \ 10 \ 55$

$\Delta_{\alpha_1 \text{изм}} = 2^\circ 50''$

$\Delta_{\alpha_1 \text{изм}} = 2^\circ 50''$

$\Delta_{\alpha_1 \text{теор}} = \left( \frac{15}{b_1} \rho - \frac{15}{c_1} \rho \right) = \frac{15 \times 206 \ 265}{6880,1} -$

$-\frac{15 \times 206 \ 2645}{11 \ 164,8} = 450 - 277 = 173 = 2^\circ 53''.$

Уравновешивание соединительных треугольников путем вычисления поправок в измеренные длины сторон приведено в табл. 36 и 37.

Окончательное решение соединительных треугольников приведено в табл. 38 и 39.

Вычисление дирекционных углов плоскости отвесов приведено в табл. 40.

Н и з

Т а б л и ц а 37

Обозначения	Положение отвесов		
	I	II	III
$\sin \alpha_1$	0,021452	0,022276	0,020628
$\cos \alpha_1$	0,999770	0,999752	0,999788
$b_1 : a_1$	1,603529	1,604393	1,602619
$\sin \beta_1$	0,034399	0,035739	0,033059
$\beta_1$	$1^\circ 58' 17'',1$	$2^\circ 02' 53'',5$	$1^\circ 53' 40'',2$
$\cos \beta_1$	0,999408	0,999362	0,999453
$a_1 \cos \beta_1$	4,2881	4,2859	4,2902
$b_1 \cos \alpha_1$	6,8785	6,8791	6,8779
$c_{1\text{выч}}$	11,1666 м	11,1650 м	11,1681 м
$c_{1\text{изм}}$	11,1648	11,1642	11,1654
$f_s = c_{\text{выч}} - c_{\text{изм}}$	+0,0018	+0,0008	+0,0027
$a_{1\text{испр}}$	4,2900 м	4,2883 м	4,2917 м
$b_{1\text{испр}}$	6,8795 »	6,8806 »	6,8785 »
$c_{1\text{испр}}$	11,1654 »	11,1645 »	11,1663 »

Т а б л и ц а 38

Обозначения	Положения отвесов		
	I	II	III
$\alpha$	$0^\circ 16' 55'',0$	$0^\circ 12' 40'',0$	$0^\circ 21' 10'',0$
$\sin \alpha$	0,004921	0,003685	0,006157
$\gamma$	$179^\circ 21' 38'',8$	$179^\circ 31' 16'',5$	$179^\circ 12' 01'',5$
$\sin \gamma$	0,011156	0,008356	0,013955
$c : a$	2,266923	2,267465	2,266494
$c_{\text{испр}}$	9,7217 м	9,7213 м	9,7219 м
$a_{\text{испр}}$	4,2885 »	4,2873 »	4,2894 »
$b_{\text{испр}}$	5,4334 »	5,4340 »	5,4327 »
$b : a$	1,266970	1,267465	1,266541
$\sin \beta$	0,006235	0,004671	0,007798
$\beta$	$0^\circ 21' 26'',0$	$0^\circ 16' 03'',5$	$0^\circ 26' 48'',5$
$\alpha + \beta + \gamma$	$179^\circ 59' 59'',8$	$180^\circ 00' 00'',0$	$180^\circ 00' 00'',0$

Низ

Обозначения	Положения отвесов		
	I	II	III
$\alpha_1$	1° 13' 45",0	1° 16' 35",0	1° 10' 55",0
$\sin \alpha_1$	0,021452	0,022276	0,020628
$\gamma_1$	176° 47' 57",9	176° 40' 30",8	176° 55' 24",3
$\sin \gamma_1$	0,055832	0,057995	0,053671
$c_1 : a_1$	2,602857	2,603479	2,601836
$c_{1\text{вспр}}$	11,1654 м	11,1645 м	11,1663 м
$a_{1\text{вспр}}$	4,2900 »	4,2883 »	4,2917 »
$b_{1\text{вспр}}$	6,8795 »	6,8806 »	6,8785 »
$b_1 : a_1$	1,603613	1,604505	1,602745
$\sin \beta_1$	0,034401	0,035742	0,033061
$\beta_1$	1° 58' 17",1	2° 02' 53",9	1° 53' 40",6
$\alpha_1 + \beta_1 + \gamma_1$	180° 00' 00",1	179° 59' 59",7	179° 59' 59",9

Таблица 40

Обозначения	Положения отвесов		
	I	II	III
$\alpha_{5176-\tau}$	324° 28' 39"	324° 28' 39"	324° 28' 39"
$\omega$	65 54 28	66 04 02	65 44 54
$\alpha_{5176-O_1}$	30 23 07	30 32 41	30 13 33
$180 - \gamma$	0 38 21	0 28 44	0 47 58
$\alpha_{O_1-O_2}$	31 01 28	31 01 25	31 01 31

Вычисление дирекционного угла линии подземной полигонометрии приведено в табл. 41.

Таблица 41

Обозначения	Положения отвесов		
	I	II	III
$\alpha_{O_1-O_2}$	31° 01' 20"	31° 01' 25"	31° 01' 31"
$\beta_1$	1 58 17	2 02 54	1 53 41
$\alpha_{O_1-422}$	29 03 11	28 58 31	29 07 50
$180^\circ - \omega_1$	0 57 01	1 01 45	0 52 32
$\alpha_{422-\text{ПЗ-2}}$	30 00 12	30 00 16	30 00 22

$$\alpha_{422-\text{ПЗ-2}} = 30^\circ 00' 17''$$

Вычисление координат точки ПЗ—2 подземной полигонометрии приведено в табл. 42.

№ точек	Дирекционные углы	Длина линий, м	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\Delta y$	$\Delta x$	y	x
T								
5176	144° 28' 39"	5,433	+0,505812	+0,862644	+2,748	+4,687	2740,523	4583,493
O <sub>1</sub>	30 23 07	11,165	+0,485619	+0,874171	+5,422	+9,760	2748,693	4597,940
422	29 03 11	50,075	+0,500071	+0,865984	+25,041	+43,364	2773,734	4641,304
ПЗ-2	30 00 17				+33,211	+57,811		
T								
5176	144° 28' 39"	5,434	+0,508211	+0,861233	+2,762	+4,680	2740,523	4583,493
O <sub>1</sub>	30 32 41	11,164	+0,484432	+0,874829	+5,408	+9,767	2748,693	4597,940
422	28 58 31	50,075	+0,500071	+0,865984	+25,041	+43,364	2773,734	4641,304
ПЗ-2	30 00 17				+33,211	+57,811		
T								
5176	144° 28' 39"	5,433	+0,503410	+0,864048	+2,735	+4,694	2740,523	4583,493
O <sub>1</sub>	30 13 33	11,166	+0,486801	+0,873517	+5,436	+9,754	2748,694	4597,541
422	29 07 50	50,075	+0,500071	+0,865984	+25,041	+43,364	2773,735	4641,305
ПЗ-2	0 00 17				+33,212	+57,812		

Средние значения:  $y_{ПЗ-2} = 2773,734$  м;  $x_{ПЗ-2} = 4641,304$  м.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

УРАВНОВЕШИВАНИЕ ОРИЕНТИРОВАНИЯ  
МЕТОДОМ ДВУХ ШАХТ

Схема подземного полигонометрического  
хода

Исходные данные:

Координаты точки Ств. 428

$$y_{428} = 5848,036 \text{ м,}$$

$$x_{428} = 7478,220 \text{ м,}$$

$$\alpha_{428-1101} = 202^\circ 16' 34''.$$

Скв. 13, определенные на поверхности

$$y_{13\Pi} = 6441,898 \text{ м,}$$

$$x_{13\Pi} = 7216,827 \text{ м.}$$

а) Вычисление невязок  $t$  и  $u$

$$t = \frac{f_y [\Delta y] + f_x [\Delta x]}{L} =$$

$$= \frac{(-0,022)(+593,8) + (0,063)(-261,3)}{651} = -0,045,$$

$$u = \frac{f_y [\Delta x] - f_x [\Delta y]}{L} =$$

$$= \frac{(-0,022)(-261,3) - (+0,063)(+593,8)}{651} = -0,049.$$

$$L = [s] - (s_1 + s_{15}) = 712,675 - 61,452 =$$

$$= 651,223$$

$$f_s = \sqrt{t^2 + u^2} = 0,067.$$

б) Вычисление размеров ожидаемого влияния источников ошибок на смещение конечной точки подземного полигонометрического хода:

$$m_{u_1} = \frac{L}{45\,000} = \frac{651}{45\,000} = \pm 14 \text{ мм,}$$

$$m_{u_2} = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{n+1,5}{3}} =$$

$$= \frac{4'' \times 651}{206\,265} \sqrt{\frac{16,5}{3}} = \pm 30 \text{ мм,}$$

$$m_{u_3} = \frac{m_0}{\rho} L = \frac{8'' \times 651}{206\,265} = \pm 25 \text{ мм,}$$

$$m_u = \sqrt{m_{u_1}^2 + m_{u_2}^2 + m_{u_3}^2} =$$

$$= \sqrt{196 + 900 + 625} = \sqrt{1721} = 41 \text{ мм.}$$

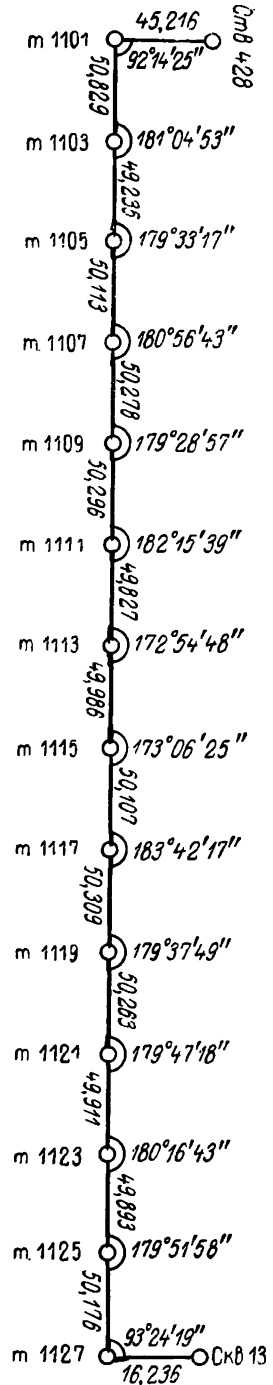


Рис. 129



Таблица 43

№ точек	Измеренные углы (левые)	Дирекционные углы	Длины линий в м	sin $\alpha$ cos $\alpha$	$\Delta y$	$\Delta x$	$v_{\Delta y}$	$v_{\Delta x}$	y	x
Ств. 428									5848,036	7478,220
	+3,6 92° 14' 25"	+5,6 212° 16' 34"	45,216	-0,379070 -0,925368	-17,140	-41,841	-1,1 = -1,1	0 +0,5 = +0,5		
1101	+3,1 92° 14' 25"	+9,2 114 30 59	+3,5 50,829	+0,909843 -0,414954	+46,246	-21,092	+2 +3,2 - 0,9 = +2,3	-4 -1,4 - 2,0 = -3,4	5830,895	7436,379
1103	+3,1 191 04 53	+12,3 115 35 52	+3,4 49,235	+0,901849 -0,432051	+44,403	-21,272	+2 +3,1 - 1,2 = +1,9	-4 -1,5 - 2,6 = -4,1	5877,143	7415,283
1105	+2,5 179 33 17	+14,8 115 09 09	+3,5 50,113	+0,905180 -0,425029	+45,361	-21,299	+1 +3,2 - 1,5 = +1,7	-5 -1,5 - 3,2 = -4,7	5821,548	7394,007
1107	+2,0 180 56 43	+16,8 116 05 52	+3,5 50,278	+0,898045 -0,439905	+45,152	-22,118	+1 +3,1 - 1,8 = +1,3	-5 -1,5 - 3,7 = -5,2	5966,910	7372,703
1109	+1,4 179 28 57	+18,2 115 34 49	+3,5 50,296	+0,901981 -0,431776	+45,366	-21,717	+1 +3,1 - 1,9 = +1,2	-6 -1,5 - 4,0 = -5,5	6012,063	7350,580
1111	+0,8 182 15 39	+19,0 117 50 28	+3,5 49,827	+0,884246 -0,467021	+44,059	-23,270	+1 +3,1 - 2,1 = +1,0	-6 -1,6 - 4,0 = -5,6	6057,430	7328,857
1113	+0,3 172 54 48	+19,3 110 45 16	+3,5 49,986	+0,935108 -0,354364	+46,742	-17,713	+2 +3,3 - 1,6 = +1,7	-6 -1,2 - 4,3 = -5,5	6101,490	7305,581

1115	173 06 25	-0,3	+19,0 103 51 41	+3,5 50,107	+0,970878 -0,239574	+48,648	-12,004	+3,4-1,1 = +2,3	+2	-0,8-4,4 = -5,2	-5	6148,234 7287,862
1117	183 42 17	-0,8	+18,2 107 33 58	+3,5 50,309	+0,933369 -0,304806	+47,963	-15,184	+3,3-1,3 = +2,0	+2	-1,0-4,2 = -5,2	-5	6196,884 7275,853
1119	179 37 49	-1,4	+16,8 107 11 47	+3,5 50,263	+0,955297 -0,295648	+48,016	-14,860	+3,3-1,2 = +2,1	+2	-1,0-3,9 = -4,9	-5	6244,849 7260,664
1121	179 47 18	-2,0	+14,8 106 59 05	+3,5 49,911	+0,956383 -0,292117	+47,734	-14,580	+3,3-1,0 = +2,3	+2	-1,0-3,4 = -4,4	-5	6292,867 7245,799
1123	180 16 43	-2,5	+12,3 107 15 48	+3,4 49,893	+0,954951 -0,296764	+47,645	-14,806	+3,2-0,9 = +2,3	+2	-1,0-2,8 = -3,8	-4	6340,603 7231,214
1125	179 51 58	-3,1	+9,2 107 07 46	+3,5 50,176	+0,955642 -0,294532	+47,950	-14,778	+3,3-0,6 = +2,7	+3	-1,0-2,4 = -3,4	-3	6388,250 7216,404
1127	93 24 19	-3,6	+5,6 20 32 05	+16,236	+0,350775 +0,996460	+5,695	+15,204	+0,4 = +0,4	0	-0,2 = -0,2	0	6436,203 7201,623

$$\Sigma = 2338^{\circ} 15' 31''; \quad \Sigma s = 712,675; \quad \Sigma +593,840 \quad -261,330 \quad \Sigma \Delta_y = +24,1; \quad \Sigma \Delta_x = -60,3;$$

$$\Sigma \varphi_B = 0; \quad \Sigma \varphi_S = +45,3; \quad \text{теор} +593,862 \quad -261,393 \quad (\Sigma \varphi_{\Delta_y})_{\text{теор}} = +22; \quad (\Sigma \varphi_{\Delta_x})_{\text{теор}} = +63;$$

$$f_y = -0,022 f_x + 0,063$$

$$f_s = 0,067;$$

$$\frac{f_s}{s} = \frac{1}{11\,000};$$

$$\varphi_{f_i} = + \frac{45}{65\,1000}; \quad s_i = +0,0697 s_i.$$

Таблица 44

№ точек	$h=13$ $i$	$\frac{6 \{n-2(i-1)\}}{(n+1)(n+2)}$	$v_{\lambda}$ поправка в левый угол
1101	1	$\frac{6(13-0)}{210} = 0,37$	+3,6
1103	2	$\frac{6(13-2)}{210} = 0,31$	+3,1
1105	3	$\frac{6(13-4)}{210} = 0,26$	+2,5
1107	4	$\frac{6(13-6)}{210} = 0,20$	+2,0
1109	5	$\frac{6(13-8)}{210} = 0,14$	+1,4
1111	6	$\frac{6(13-10)}{210} = 0,09$	+0,8
1113	7	$\frac{6(13-12)}{210} = 0,03$	+0,3
1115	8	$\frac{6(13-14)}{210} = -0,03$	-0,3
1117	9	$\frac{6(13-16)}{210} = -0,09$	-0,8
1119	10	$\frac{6(13-18)}{210} = -0,14$	-1,4
1121	11	$\frac{6(13-20)}{210} = -0,20$	-2,0
1123	12	$\frac{6(13-22)}{210} = -0,26$	-2,5
1125	13	$\frac{6(13-24)}{210} = -0,31$	-3,1
1127	14	$\frac{6(13-26)}{210} = -0,37$	-3,6

в) Вычисление поправок в исходный дирекционный угол и в измеренные углы и линии хода подземной полигонометрии:

$$u_3 = u \frac{m_3^2}{m_1^2} = -49 \times \frac{625}{1721} = -18 \text{ мм},$$

$$d''_{\alpha} = \frac{u_3}{L} \rho = + \frac{18 \times 206265}{651} = +5'',6,$$

$$u - u_3 = -49,0 + 18,0 = -31 \text{ мм},$$

$$\omega = - \frac{u - u_3}{L} = + \frac{31}{651} = 0,0000475.$$

Вычисление поправок в приращения координат и уравненные координаты точек приведены в табл. 43.

Вычисление поправок в углы приведено в табл. 44.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алисов Б. П. и др. Климатология. Ч. I, II. Л., Гидрометеоиздат, 1952, 487 с.
2. Баранов А. Н. Геодезия в тоннелестроении. Ч. I и II. М., Геодезиздат, 1952—1953, 503 с., 492 с.
3. Бурмистров Г. Л. Основы способа наименьших квадратов. М., Госгеолтехиздат, 1963, 392 с.
4. Видуев Н. Г. и др. Геодезические работы на строительной площадке. М., Геодезиздат, 1959, 212 с.
5. Данилов В. В. Точная полигонометрия. М., Геодезиздат, 1946, 256 с.
6. Дурнев А. И. Новые системы построения геодезических сетей. М., Геодезиздат, 1952, 249 с.
7. Зайцев А. К. Вычисление свободных членов коэффициентов условных уравнений и координат точек в сетях микротрилатерации. Инф. бюлл. Центрального треста инженерно-строительных изысканий, № 2. М., Госстрой РСФСР («ЦТИСИЗ»), 1965, 5 с.
8. Закатов П. С. Курс высшей геодезии. М., Геодезиздат, 1964, 504 с.
9. Инструкция по составлению проектов планировки и застройки городов СН-345-66. М., Госстрой СССР, 1966, 39 с.
10. Инструкция по топографо-геодезическим работам для городского, поселкового и промышленного строительства СН-212-62. М., Госстрой СССР, 1962, 98 с.
11. Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. М., «Недра», 1966, 341 с.
12. Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. М., «Недра», 1966, 118 с.
13. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000 и 1 : 2000. М., Геодезиздат, 1955, 88 с.
14. Климович В. А. Геодезические работы при современной прокладке городских подземных трубопроводов. Дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. М., МИИГАиК, 1967, 188 с.
15. Конопальцев И. М. Определение поправок в направлении горизонтальных углов за влияние неправильности цапф и лагер оси вращения трубы теодолита. Тр. МИИГАиК, вып. 33. М., МИИГАиК, 1958, 5 с.
16. Королевцев В. М. Усовершенствование высокоточных и точных линейных измерений, производимых подвесными мерными приборами и параллактическими методами. Дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. М., МИИГАиК, 1960, 374 с.
17. Косыков Б. И. Городская полигонометрия. М., Геодезиздат, 1962, 238 с.
18. Косыков Б. И. Справочное руководство по съемке городов. М., «Недра», 1968, 240 с.
19. Косыков Б. И., Павлов К. П. Руководство по переносу проектов планировки и застройки городов и поселков в натуру. М., Госстройиздат, 1956, 319 с.

20. Красовский Ф. Н. Избранные сочинения. Т. III. М., Геодезиздат, 1956, 816 с.
21. Кузин Н. А., Лебедев Н. Н. Практическое руководство по городской и инженерной полигонометрии. М., Геодезиздат, 1954, 479 с.
22. Курочки А. А. Городские триангуляции в СССР. Изв. вузов, «Геодезия и аэрофотосъемка», 1958, вып. 3, 17 с.
23. Курочкин А. П. О типичных схемах построения городских триангуляций. Изв. вузов, «Геодезия и аэрофотосъемка», 1958, вып. 5, 13 с.
24. Лебедев Н. Н. О восстановлении и сгущении полигонометрических ходов. Изд. геодезической конторы Управления планировки г. Москвы, 1944, 70 с.
25. Лебедев Н. Н. Особенности геодезических работ на городских территориях. М., Геодезиздат, 1958, 238 с.
26. Лебедев Н. Н. Инженерная геодезия. Ч. V. М., Геодезиздат, 1960, 182 с.
27. Лебедев Н. Н. Инженерная геодезия. Ч. VI. М., Геодезиздат, 1959, 235 с.
28. Ливанов М. М. Инженерно-геодезическая съемка и составление исполнительных планов промышленных предприятий. М., Геодезиздат, 1957, 215 с.
29. Литвинов Б. А. Основные вопросы построения и уравнивания полигонометрических сетей. М., Геодезиздат, 1962, 228 с.
30. Лосев К. А. О закреплении пункта полигонометрии двумя стенными знаками. «Геодезия и картография», 1963, № 5, 3 с.
31. Лосев К. А. О постоянном съемочном обосновании для городских и поселковых территорий. «Геодезия и картография», 1966, № 1, 4 с.
32. Лосев К. А., Матвеев И. В. Закрепление точек городской полигонометрии парами стенных центров. «Геодезия и картография», 1956, № 4, 6 с.
33. Марфенко С. В. К вопросу о точности визирования. Тр. МИИГАиК, вып. 36, 1959, 13 с.
34. Марченко С. Н. Настенная городская полигонометрия. Киев, изд. АН УССР, 1950, 65 с.
35. Недешева Л. П., Романов Н. Г. Руководство и таблицы по короткобазисной параллактической полигонометрии. М., «Недра», 1968, 359 с.
36. Основные положения по созданию топографических планов масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. М., ГУГК при СМ СССР, 1970, 14 с.
37. Покровская Т. В. Климат Ленинграда. Л., Гидрометеозидат, 1957, 114 с.
38. Попов В. В. Уравнивание полигонов. М., Геодезиздат, 1954, 158 с.
39. Проворов К. Л. О точности сплошных сетей триангуляции. М., Геодезиздат, 1956, 164 с.
40. Рабинович Б. Н. Основы построения опорных геодезических сетей. М., Геодезиздат, 1948, 323 с.
41. Романов Н. Г. Уравнивание линейной триангуляции методом площадей. «Геодезия и картография», 1961, № 1, 8 с.
42. Романов Н. Г. Рационализация линейных измерений при инженерных изысканиях для линейного строительства. Дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. Минск, Минский политехнический институт, 1966, 148 с.
43. Смирнов А. А. Городская геодезическая служба. М., Стройиздат, 1965, 64 с.
44. Соколова Н. А. Аэрофотосъемка городов в масштабах 1 : 2000 и 1 : 5000. М., Геодезиздат, 1952, 168 с.
45. Справочник геодезиста под редакцией В. Д. Большакова и Г. П. Левчука. М., «Недра», 1966, 984 с.
46. Справочное руководство под редакцией Н. Н. Степанова. Геодезия в городском строительстве. Т. I и II. М., МГХ СССР, 1950, 535 с., 403 с.
47. Станкеев В. И., Страментов А. Е. Вертикальная планировка городской территории. М.—Л., МГХ РСФСР, 1947, 80 с.

48. Стародубов В. А., Сундаков Я. А. Короткобазисная параллактическая полигонометрия. М., Госгеолтехиздат, 1963, 308 с.
49. Страментов А. Е. Инженерные вопросы планировки городов. М., Госстройиздат, 1955, 361 с.
50. Техническая инструкция по производству геодезическо-маркшейдерских работ при строительстве метрополитенов и тоннелей ВСН-160-69 М., Минтранстрой, 1970, 463 с.
51. Тимошенко С. П. Сопротивление материалов. Т. I и II. М., «Наука», 1965, 363 с., 480 с.
52. Тосунова М. И. Планировка городов и населенных мест. М., «Высшая школа», 1965, 190 с.
53. Чеботарев А. С. Геодезия Ч. II. М., Геодезиздат, 1949, 636 с.
54. Чеботарев А. С. Способ наименьших квадратов. М., Геодезиздат, 1958, 606 с.
55. Чеботарев А. С. и др. Геодезия. Ч. II. М., Геодезиздат, 1962, 614 с.
56. Шерклифф У. Поляризованный свет. М., «Мир», 1965, 264 с.
57. Яковлев Н. В. Об учете климатологических особенностей города при угловых измерениях в городских триангуляциях 1 класса. Изв. вузов, «Геодезия и аэрофотосъемка», 1960, вып. 6, 16 с.
58. Центры геодезических пунктов для территорий городов, поселков и промышленных площадок. ГУГК при СМ СССР. М., «Недра», 1972, 24 с.
59. Руководство по применению ственных знаков в полигонометрических и теодолитных ходах. ГУГК при СМ СССР. М., «Недра», 1972, 54 с.
60. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. ГУГК при СМ СССР. М., «Недра», 1973, 176 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие к первому изданию . . . . .	3
Предисловие ко второму изданию . . . . .	5
<i>Раздел I</i>	
<b>ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГОРОДОВ</b>	
<b>Глава I. Вводная часть . . . . .</b>	<b>7</b>
§ 1. Назначение геодезических работ на городских территориях . . . . .	7
§ 2. Городская геодезическая служба . . . . .	12
§ 3. Схема развития планового геодезического обоснования на городских территориях . . . . .	13
§ 4. Расчет необходимой точности геодезического обоснования при съемках городских территорий . . . . .	16
Расчет точности угловых измерений . . . . .	28
Расчет точности линейных измерений . . . . .	29
<b>Глава II. Особенности построения основных сетей планового геодезического обоснования на городских территориях . . . . .</b>	<b>37</b>
§ 5. Факторы, вызывающие особенности построения государственных геодезических сетей на городских территориях . . . . .	37
§ 6. Схемы и методы построения основных геодезических сетей . . . . .	37
§ 7. Рекогносцировка и закрепление пунктов . . . . .	43
§ 8. Оценка проектов государственных геодезических сетей на городских территориях . . . . .	48
§ 9. Особенности измерений направлений в триангуляционных сетях на городских территориях . . . . .	64
§ 10. Выбор поверхности относимости и системы координат . . . . .	69
§ 11. Вопросы уравнивания . . . . .	74
<b>Глава III. Городская полигонометрия . . . . .</b>	<b>76</b>
§ 12. Составление проекта и рекогносцировка . . . . .	76
§ 13. Оценка точности проектов полигонометрических сетей . . . . .	85
§ 14. Закрепление пунктов полигонометрии . . . . .	90
§ 15. Измерение линий в городской полигонометрии . . . . .	94
§ 16. Измерение углов в городской полигонометрической сети . . . . .	126
§ 17. Внецентренный способ измерения углов . . . . .	133
§ 18. Особенности измерения углов и линий при закрепленных пунктах полигонометрических ходов стенными знаками . . . . .	135
§ 19. Восстановление утраченных пунктов полигонометрической сети . . . . .	139
§ 20. Обработка результатов линейных и угловых измерений . . . . .	140
§ 21. Уравнивание городских полигонометрических сетей . . . . .	142
§ 22. Уравнивание ломаных ходов с одновременной оценкой точности определения координат пунктов . . . . .	146

	Стр.
§ 23. Уравновешивание результатов измерений, выполненных для снесения координат . . . . .	152
<b>Г л а в а IV. Высотное геодезическое обоснование . . . . .</b>	<b>158</b>
§ 24. Требуемая точность высотного обоснования и схема построения городских нивелирных сетей . . . . .	158
§ 25. Оценка проектов нивелирных сетей . . . . .	164
§ 26. Закрепление пунктов городских нивелирных сетей . . . . .	168
§ 27. Особенности нивелирования в городских условиях . . . . .	170
<b>Г л а в а V. Съёмка ситуации и рельефа на городских территориях . . . . .</b>	<b>172</b>
§ 28. Общая часть . . . . .	172
§ 29. Обоснование для съёмки в масштабах 1 : 2000 и 1 : 5000 . . . . .	174
§ 30. Обоснование для съёмки застроенных территорий в масштабе 1 : 500 . . . . .	175
§ 31. Аэрофотосъёмка городских территорий . . . . .	179
§ 32. Мензульная и тахеометрическая съёмка на городских территориях . . . . .	185
§ 33. Съёмка проездов . . . . .	187
§ 34. Съёмка внутриквартальной ситуации и текущих изменений . . . . .	189
§ 35. Съёмка подземных коммуникаций . . . . .	191
<b>Г л а в а VI. Перенесение проектов планировки и застройки городов в натуру . . . . .</b>	<b>195</b>
§ 36. Аналитические расчеты проекта планировки . . . . .	195
§ 37. Перенесение проекта планировки в натуру . . . . .	197
§ 38. Составление проекта вертикальной планировки . . . . .	200
§ 39. Перенесение проекта вертикальной планировки в натуру . . . . .	209
<b>Г л а в а VII. Геодезическое обоснование для каркасного строительства из сборного железобетона . . . . .</b>	<b>212</b>
§ 40. Сети трилатераций . . . . .	212
§ 41. Передача опорной геодезической сети на верхние ярусы . . . . .	217

## *Раздел II*

### ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ

<b>Г л а в а VIII. Вводная часть . . . . .</b>	<b>222</b>
§ 42. Виды тоннелей . . . . .	222
§ 43. Способы сооружения тоннелей . . . . .	223
§ 44. Понятие о габарите и форме поперечных сечений . . . . .	226
§ 45. Назначение геодезических работ при проектировании и строительстве тоннелей . . . . .	227
§ 46. Способы проектирования трассы тоннеля . . . . .	228
§ 47. Геометрические элементы трассы в плане . . . . .	229
§ 48. Геометрические элементы трассы в профиле . . . . .	238
§ 49. Геодезическая подготовка к перенесению трассы в натуру . . . . .	239
§ 50. Вычисление данных для перенесения круговых кривых в натуру по хордам . . . . .	242
§ 51. Вычисление данных для перенесения круговых кривых в натуру по секущим . . . . .	244
§ 52. Вычисление данных для перенесения переходных кривых в натуру . . . . .	249
§ 53. Вычисление данных для перенесения профиля трассы в натуру . . . . .	251
§ 54. Схема построения планового геодезического обоснования на поверхности . . . . .	253
§ 55. Схема построения высотного геодезического обоснования . . . . .	254



Глава IX. Геодезические работы на дневной поверхности . . . . .	256
§ 56. Виды неслойки и расчет допусков для построения планового и высотного обоснования . . . . .	256
§ 57. Расчет требуемой точности измерений на различных стадиях построения геодезического обоснования . . . . .	262
§ 58. Тоннельная триангуляция . . . . .	269
§ 59. Основная полигонометрия . . . . .	276
§ 60. Подходная полигонометрия . . . . .	278
§ 61. Высотное обоснование на поверхности . . . . .	280
Глава X. Ориентирование . . . . .	281
§ 62. Способы ориентирования и их точность . . . . .	281
§ 63. Процесс ориентирования способом створа двух отвесов . . . . .	293
§ 64. Процесс ориентирования по способу соединительного треугольника . . . . .	296
§ 65. Процесс ориентирования по способу двух шахт . . . . .	303
Глава XI. Подземное геодезическое обоснование . . . . .	308
§ 66. Подземная полигонометрия . . . . .	308
§ 67. Передача отметок с поверхности в подземные выработки . . . . .	313
Глава XII. Геодезические разбивочные работы в подземных выработках . . . . .	317
§ 68. Перенесение оси трассы в натуру . . . . .	317
§ 69. Геодезические разбивочные работы при укладке тьюбинговой обделки и щитовой проходке . . . . .	321
§ 70. Геодезические разбивочные работы при укладке железнодорожных путей в тоннелях . . . . .	331
§ 71. Наблюдение за осадками и деформациями . . . . .	334
§ 72. Основные правила по технике безопасности при работе в подземных условиях . . . . .	337
Приложение № 1. Уравнивание результатов измерений, выполненных для свесения координат с триангуляционного центра, закрепленного на крыше здания, на полигонометрический знак . . . . .	339
Приложение № 2. Уравнивание результатов измерений, выполненных для ориентирования подземных выработок способом соединительного треугольника . . . . .	346
Приложение № 3. Уравнивание ориентирования методом двух шахт . . . . .	351
Список литературы . . . . .	355

Николай Никитич Лебедев

### КУРС ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ

*Геодезические работы при проектировании и строительстве городов и тоннелей*

Издание 2-ое

Редактор издательства Л. Г. Иванова  
Переплет художника Ю. П. Трапачева

Технический редактор Н. В. Жидкова  
Корректор С. А. Аникина

Сдано в набор 20/VI 1973 г. Подписано в печать 25/XII 1973 г. Т-20508.  
Формат 60×90<sup>1/16</sup>. Бумага № 2. Печ. л. 22,5. Уч.-изд. л. 23,23.  
Тираж 34 500 экз. Заказ № 358/4508—15. Цена 1 р. 02 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19.  
Ленинградская типография № 6 «Союзполиграфпрома» при Государственном Комитете  
Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.  
196006, г. Ленинград, Московский пр., 91.