

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НИЖЕГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Г.А. Шеховцов, Р.П. Шеховцова

**СОВРЕМЕННЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ
ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ
ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Монография

Нижний Новгород
2014

УДК 528.482:69.058.2

Шеховцов Г. А. Современные геодезические методы определения деформаций инженерных сооружений: монография; / Г.А. Шеховцов, Р.П.Шеховцова – Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т,– 2014,–256 с.

Монография написана в соответствии с действующими СНиП, другими нормативными и руководящими документами РД, методическими указаниями по производству различного вида геодезических работ, справочниками и справочными руководствами.

Рассмотрены геодезические методы выполняемых периодически (или по мере необходимости) специальных работ по определению деформаций инженерных сооружений. Приводится методика определения: осадок фундаментов, скорости протекания осадки, крена, прогиба, модуля деформации и прогнозирования времени стабилизации сооружений. Описан створный метод, метод триангуляции и трилатерации для определения горизонтальных смещений сооружений. Изложены способы определения крена высоких сооружений: по разности отметок осадочных марок; вертикальным проектированием; путём определения координат; измерением углов или направлений; боковым нивелированием; приборами вертикального проектирования. Показаны способы съёмки подземных коммуникаций, имеющих и не имеющих выводы. Рассмотрены фотограмметрический и стереофотограмметрический методы наблюдений за осадками и смещениями сооружений. Описаны способы наблюдения за трещинами несущих конструкций путём простейших измерений, а также с применением различных маяков, деформометров, щелемеров, отсчётного микроскопа. Изложены методы определения планово-высотного положения рельсов при геодезической съёмке путей мостовых кранов. Особое внимание уделено новым способам определения деформаций с использованием лазерных рулеток и лазерно-зеркального устройства, электронных тахеометров и цифровых камер, совместимых с компьютером, референтных прямых, компьютерных программ и др. Показаны перспективы использования наземных лазерных сканеров в инженерно-геодезическом производстве. Все разделы содержат сведения по обоснованию и оценке точности геодезических измерений.

Монография рассчитана на инженерно-технических работников, занимающихся наблюдениями за осадками фундаментов, деформациями конструкций зданий, сооружений и оборудования и может быть полезна студентам технических вузов.

Табл. 33, ил. 170, библиограф. назв. 103.

© Шеховцов Г.А., 2014
© Шеховцова Р.П., 2014
© ННГАСУ, 2014

ВВЕДЕНИЕ

Здания и сооружения, вследствие их конструктивных особенностей и постоянного влияния техногенных и природных факторов, могут претерпевать различного вида деформации. Деформациями называют изменения в пространственном положении инженерных сооружений. Перемещение таких объектов или их частей вниз называется осадкой, вверх – подъёмом или выпиранием (выпучиванием), в сторону – горизонтальным смещением (сдвигом), креном.

Осадка зданий и сооружений бывает равномерная, которая со временем затухает и прекращается. Неравномерная осадка вызывает крены, прогибы, перекосы, кручения, трещины и разрывы объекта. Смещение сооружений в горизонтальной плоскости возникает от бокового давления воды, ветра, грунта и др. Высокие сооружения могут испытывать крен, изгиб, кручение под действием осадки, одностороннего солнечного нагрева, ветровой нагрузки. Цель геодезических наблюдений – получить численные данные, характеризующие абсолютные величины деформаций для осуществления мероприятий по предотвращению возможных разрушений.

Различают систематические, срочные и специальные наблюдения. Систематические наблюдения проводятся по заранее установленному календарному плану. Если имеет место резкое изменение обычного хода деформации, то выполняют срочные наблюдения. Специальные наблюдения применяются для выявления причин возникновения деформаций.

Наблюдениям предшествует составление специального проекта, который в общем случае содержит: техническое задание, общие сведения о сооружении, схему расположения опорных геодезических пунктов и деформационных марок, методику наблюдений, расчёт точности измерений, календарный план наблюдений, состав исполнителей, объём работ и смету.

Одним из основных моментов проекта наблюдений за деформациями сооружений является правильный выбор конструкции и мест размещения геодезических знаков, которые делятся на опорные, вспомогательные и деформационные (плановые, высотные и планово-высотные). Опорные знаки являются основой для определения положения деформационных знаков. Их закрепляют с условием стабильности и длительной сохранности. Вспомогательные знаки служат для однообразной (от цикла к циклу) передачи координат и высот от опорных знаков к деформационным. Деформационные знаки закрепляют непосредственно на исследуемом сооружении.

Важным вопросом является установление необходимой точности геодезических измерений. Как правило, такая точность указывается в соответствующих

нормативных документах в виде средней квадратической ошибки (СКО). Так, например, согласно ГОСТ 24846-81 допустимые ошибки определения осадок не должны превышать следующих значений:

1 мм – для зданий и сооружений, возводимых на скальных и полускальных грунтах и для уникальных зданий, длительное время (более 50 лет) находящихся в эксплуатации;

2 мм – для зданий и сооружений на песчаных, глинистых и других сжимаемых грунтах;

5 мм – для зданий и сооружений на насыпных, просадочных, заторфованных и других сильно сжимаемых грунтах;

Измерение горизонтальных смещений (сдвигов) частей зданий и сооружений требуется выполнять с СКО не более:

1 мм – для зданий и сооружений, возводимых на скальных и полускальных грунтах;

3 мм – для зданий и сооружений на песчаных, глинистых и других сжимаемых грунтах;

10 мм – для зданий и сооружений на насыпных, просадочных, заторфованных и других сильно сжимаемых грунтах;

15 мм – для земляных сооружений.

Измерение кренов зданий и сооружений должно производиться с СКО, не превышающими:

0,0001 высоты стен гражданских и производственных зданий и сооружений;

0,0005 высоты труб, мачт сооружений связи и ЛЭП и других подобных сооружений.

В особых случаях требования к точности геодезических измерений могут быть получены путём специальных расчётов.

Геодезическая съёмка строительных конструкций, определяющих устойчивость промышленного объекта, выполняется в соответствии с требованиями соответствующих нормативных и руководящих документов [28, 29, 30, 31, 32]. Результаты съёмки оформляются в виде заключения экспертизы промышленной безопасности, которое утверждается руководителем экспертной организации.

Заключение должно содержать:

1. Техническое задание, в котором указывается наименование заказчика и исполнителя, научный руководитель темы, классификация работ и сроки их выполнения, наличие технической документации на объект, сроки и вид последнего обследования объекта, сроки и условия эксплуатации объекта, задание на производство геодезической съёмки строительных конструкций.

2. Программа выполнения работ, содержащая цель работы и её состав, включающий анализ имеющейся технической документации, рассмотрение фактических условий производства геодезической съёмки строительных конструкций,

перечень работ по проверке состояния конструкций, составление заключения, выдача рекомендаций, порядок работ исполнителя по объекту, специальные мероприятия, сроки выполнения работы.

3. Вводная часть, в которой указываются основания для проведения экспертизы, сведения об экспертной организации, сведения об экспертах, наличие лицензий.

4. Перечень объектов экспертизы, данные о заказчике, цель экспертизы, сведения о рассмотренных технических документах, характеристика и назначение объекта экспертизы.

5. Результаты проведенной экспертизы.

6. Заключительная часть, содержащая выводы, рекомендации, заключение, список использованных источников.

7. Приложения.

Результаты геодезического контроля используются для заключения экспертизы промышленной безопасности о несущих способностях строительных конструкций, их устойчивости или при разработке мероприятий по обеспечению этой устойчивости.

Настоящая книга является вторым изданием ранее опубликованной одноименной монографии [66]. Она дополнена сведениями по оценке точности геодезических измерений, новыми разработанными авторами способами контроля пространственного положения инженерных сооружений с использованием электронных тахеометров, цифровых фотокамер, совместимых с ПК, референтных прямых, компьютерных программ и др.

В книге авторы стремились изложить на современном уровне теоретические и практические вопросы геодезического контроля пространственного положения строительных конструкций зданий и сооружений промышленных предприятий. Предлагаемая вниманию читателя книга представляет собой попытку охватить практически весь комплекс приемов и способов такого контроля. В ней использован опыт многих научно-исследовательских, проектных и производственных отечественных и зарубежных организаций, а также многолетний личный опыт самих авторов по контролю пространственного положения зданий и сооружений промышленных предприятий, ТЭЦ и др. Нижегородской области.

Глава 1. МЕТОДИЧЕСКИЕ И КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ АСПЕКТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Определение деформаций инженерных сооружений предусматривает выполнение различного вида геодезических измерений. В качестве примера можно привести измерения, выполненные в разное время сотрудниками кафедры инженерной геодезии ННГАСУ при экспертизе промышленной безопасности зданий и

сооружений, нашедших своё отражение в наших монографиях [48, 49, 59, 61, 66]. В этих работах также охвачен практически весь комплекс известных из литературных источников основных приёмов и способов контроля пространственного положения инженерных сооружений.

Следует сказать, что в геодезии традиционно все измерения делят на две группы. Первая группа включает «прямые» (ещё их называют «непосредственные») измерения, при которых результат получается непосредственно из измерения самой величины. Измерения второй группы называют «косвенными», основанными на известных зависимостях между искомой величиной и непосредственно измеряемыми величинами. В результате косвенных измерений получают вычисленное значение искомой величины.

Ряд авторов приводит в качестве примера косвенных измерений таковые, выполненные с помощью различного вида дальномеров. По этому поводу профессор А. И. Мазмишвили в своей работе (Теория ошибок и метод наименьших квадратов – М.: Недра. – 1978.) писал, что «С точки зрения математической обработки результатов измерений определение расстояния по дальномеру – действие в таком же смысле непосредственное, как и определение расстояния обыкновенной рулеткой...».

Что касается термина «дистанционные» измерения, то в учебнике (Федотов Г. А. Инженерная геодезия – М.: Высш. шк. – 2002.) сказано, что они «основываются на использовании ряда физических процессов и явлений и, как правило, связаны с использованием современных технических средств: светодальномеров, электронных тахеометров, фототеодолитов и т. д.». Такая формулировка больше подходит к описанию принципа действия указанных приборов. Под «дистанционными» измерениями, согласно (БСЭ, т. 8, 1972, стр. 314), следует понимать «измерение физических величин на расстоянии». Эти измерения применяют в случаях, когда трудно или невозможно измерять с помощью приборов, установленных в непосредственной близости от точки замера.

Таким образом, при исследовании пространственного положения строительных конструкций зданий и сооружений могут применяться прямые и косвенные виды геодезических измерений, в которых измеряемые величины могут быть получены непосредственно или дистанционно [53].

Практически все исследования отечественных и зарубежных учёных, связанные с нормированием точности геодезических работ, направлены на обоснование корректного перехода от допусков СНиП к СКО геодезических измерений. Наиболее часто точность геодезических измерений устанавливается путем введения понижающих коэффициентов на такие допуски. По данным Б. Н. Жукова (Нормирование точности геодезических измерений при возведении сооружений, монтаже оборудования и контроле за их состоянием // Изв. вузов. Геодезия и аэ-

рофотосъемка. – 1983, – №4. – С. 28–35), эти коэффициенты могут находиться в пределах 0,2–0,7.

СНиП 3.01.03-84, исходя из предельно допустимого отклонения геометрических параметров d , рекомендует выполнять измерения с СКО равной $d:5$, а в работе В. Н. Ганьшина (Зависимость точности измерений от функциональных допусков // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 1980, – №4. – С. 36–37) предлагается принимать СКО, характеризуемую величиной $d:6$. Такой подход не учитывает фактического d_ϕ значения отклонений геометрических параметров от их номинального значения. Вследствие этого, при фактическом отклонении, равном нулю и равном d , требуется одинаковая точность измерений, что, по мнению ряда авторов, нецелесообразно.

Авторами статьи (Грузин Н. Е., Мисковец В. К. О необходимой точности измерения деформаций строительных конструкций. Инж. геод., – 1981, – №24, – С.42–44) рекомендуется, при исследовании деформаций строительных конструкций, принимать точность геодезических измерений совпадающей с требуемой точностью разбивочных работ при возведении этих конструкций.

В работе [10] рекомендуется для многих практических задач принимать СКО не более $0,2d_\phi$, где в качестве d_ϕ фигурирует величина деформации между циклами измерений. Но, во-первых, эта величина деформации до начала измерений неизвестна, а, во-вторых, она может равняться нулю, поэтому возникает вопрос, что принимать в качестве СКО.

Вообще говоря, подобные подходы не согласуются с доверительной оценкой точности, которую на практике записывают в виде символического равенства:

$$l_\phi = l_{изм} \pm tm, \quad (1)$$

где l_ϕ – величина некоторого параметра, измеренное значение которого $l_{изм}$; t – нормированный множитель, соответствующий определенному значению доверительной вероятности (изменяется от 1,65 до 3,0); m – СКО измерения параметра.

Поэтому нами была разработана концепция перехода от допусков СНиП d к допускам на контрольные геодезические измерения d_ϕ , с последующим определением необходимой СКО [40]. В дальнейшем развитие этой концепции отражено в наших работах [43, 44]. Сущность концепции заключается в том, что в каждом конкретном случае необходимо исходить из критического значения определяемого параметра, который в результате измерений требуется фиксировать с заданной степенью достоверности.

В практике геодезических работ исторически сложилось так, что за допустимую ошибку измерения какой-либо величины принимается tm . Если значение определяемой величины равно или больше tm , то вероятность её определения будет не ниже вероятности, соответствующей заданному значению t . Поэтому, в

качестве критического значения определяемого параметра следует принимать tm , который должен равняться d_ϕ – допуску на геодезические измерения рассматриваемого параметра. В качестве последнего может фигурировать величина $0,4d$, в достаточной степени теоретически обоснованная в работе (Хохлов Г.П. Методология расчёта и оценки точности геодезических измерений с учётом ограничения ошибок контроля параметров возводимых объектов: автореф. дис. докт. техн. наук. МГУГиК. – М., –1994. – 40 с). Исходя из равенства $tm = d_\phi = 0,4d$, имеем СКО:

$$m = \frac{0,4d}{t} . \quad (2)$$

Предложенная нами формула (2) является универсальной, поскольку позволяет осуществлять корректный переход от допусков СНиП к СКО геодезических измерений, с учётом степени доверительной оценкой точности. В дальнейшем подобный подход нашел своё подтверждение в [3], стр.394-397. Кроме того в работах [4] и (Скейвалас И.М. Взаимосвязь допусков и точности измерений // Геод. и картогр. – 1990. – №8. – С. 8–10.), а также в ряде других отмечается, что в практике назначения допусков на ошибки функций от измеренных величин по формуле $d = tm$ параметр t следует выбирать не только в зависимости от имеющихся приборов, точности выполнения работы и её методики, но и из экономических соображений и важности работ.

На основании анализа существующих способов геодезического контроля пространственного положения строительных конструкций зданий и сооружений разработана классификация геодезических способов определения деформаций инженерных сооружений (рис. 1). Она призвана ориентировать исследователей, во-первых, в широком спектре задач по определению деформаций инженерных сооружений и, во-вторых, в многообразии геодезических способов их решения с целью выбора оптимальных или разработки новых способов.

Все способы определения деформаций инженерных сооружений дифференцированы в шесть основных групп: наблюдения за осадками сооружений; определение горизонтальных смещений; определение крена высоких зданий и сооружений башенного типа; исследование пространственного положения строительных конструкций; геодезическая съёмка подкрановых путей; наблюдения за трещинами несущих конструкций [84]. Каждая из перечисленных групп включает не только методы и средства измерений, но и методику обработки результатов полевых измерений, то есть методику выявления деформационных характеристик.

Осадки зданий и сооружений можно определять геометрическим или тригонометрическим нивелированием, гидронивелированием, микро nivelированием, а также фото- и стереофотограмметрическими способами. Наибольшее распро-

странение на практике получил способ геометрического нивелирования путём периодического высокоточного нивелирования осадочных марок, закреплённых на инженерном сооружении.



Рис. 1. Классификация способов определения деформаций инженерных сооружений

Для наблюдения за осадками могут быть применены цифровые нивелиры со специальными штрих-кодowymi рейками. Однако необходимо напомнить, что цифровые нивелиры (как и все нивелиры с компенсаторами) подвержены влиянию вибрации, а также воздействию сильных электромагнитных полей при работе вблизи ЛЭП, открытых распределительных устройств (ОРУ), трансформаторов, токопроводящих шин и т. п., что может привести к повреждению их электроники.

Высокоточное геометрическое нивелирование практически полностью решает вопрос определения осадок зданий и сооружений. Однако в стеснённых условиях подвальных, цеховых и других помещений возможность геометрического нивелирования может быть весьма ограничена. Здесь для определения превыше-

ний между осадочными марками могут применяться переносные гидростатические приборы типа шланговых нивелиров.

При эксплуатации же таких сооружений, как плотины, ускорители заряженных частиц, атомные электростанции и другие подобные объекты, необходим непрерывный геодезический контроль за их осадками и деформациями. Для этих целей можно применять различные стационарные гидростатические и гидродинамические системы с визуальным сбором информации. А на сооружениях, где пребывание человека нежелательно или вообще исключается, необходимы гидросистемы с дистанционным получением информации о высотных перемещениях осадочных марок. Однако применение гидросистем связано со значительными организационными и технологическими трудностями, поэтому случаи их использования единичны.

Что касается тригонометрического нивелирования, то, в настоящее время, в связи с широким внедрением в практику геодезических работ электронных тахеометров, может в корне измениться как сам вид осадочных марок, так и процесс их закрепления и наблюдения за ними. Так, наличие у тахеометра клавиши SDh позволяет сразу определять превышения наблюдаемых точек над точкой стояния прибора. А с помощью клавиши ОНР можно последовательно определять превышения между соседними наблюдаемыми точками, либо между одной из них и всеми остальными. Здесь в качестве осадочной марки может служить обыкновенная горизонтальная черта, закреплённая в любом месте несущей конструкции, обеспечивающем её недоступность и сохранность, причём теперь отпадает необходимость в использовании нивелирной рейки, а работу может производить один человек.

Определение горизонтальных смещений крупных сооружений, особенно таких как дамбы, плотины и др. осуществляется, в основном, створным и триангуляционным способами наблюдений.

Створный метод применяют для наблюдений за горизонтальными смещениями сооружений прямолинейной формы. Смещения контрольных точек по направлению, перпендикулярному створу, определяют путём измерения теодолитом малых углов на каждую точку. Другой способ створного метода заключается в том, что на каждую контрольную точку устанавливают визирную цель, положение которой фиксируется соответствующим отсчётом по шкале. Рассмотренные способы носят название способа общего створа. Для створов значительной протяжённости и с большим количеством контрольных точек могут применяться способы последовательных и частных створов. Из других способов определения горизонтальных смещений назовём способ измерения углов на контролируемых пунктах и метод полигонометрии.

Перспективным способом створных измерений считаем применение цифровых фотокамер, совместимых с персональным компьютером. Здесь достаточно

сфотографировать контрольные точки створа, располагая оптическую ось камеры вдоль него. В этом случае линию створа можно использовать в качестве референтной линии, от которой измерять отклонения контрольных точек, используя программы редактирования фотографических изображений, ArchiCAD 11, 12, 15 и др.

Методы триангуляции и трилатерации предусматривают периодические определения координат контрольных точек с «твёрдых» геодезических пунктов путём измерения в каждом треугольнике всех трёх горизонтальных углов или длин сторон. Горизонтальные смещения получают как разность координат в i -м и начальном цикле наблюдений.

В литературных источниках можно встретить сведения о других единичных методах определения горизонтальных смещений с применением параллактического способа по 2-метровой базисной рейке, способа прямых и обратных угловых засечек, а также о различных способах с применением светодальномеров, лазеров, гироскопов, фотограмметрии и GPS-измерений.

Из всего многообразия способов **определения крена** высоких зданий и сооружений башенного типа наиболее употребительными являются следующие: высокоточное нивелирование; вертикальное проектирование; измерение горизонтальных углов; способ направлений; способ малых углов; способ координат (засечек); использование приборов вертикального проектирования.

Из других менее известных способов определения крена можно отметить способ горизонтальных и вертикальных углов, способ фоторегистрации. Известны предложения по использованию наклономеров, микронивелиров, маятниковых кренометров, систем видеоизмерения, телевидения, GPS-приемников и электронных тахеометров.

Способ высокоточного нивелирования позволяет выявлять только прирост крена между двумя циклами наблюдений, а не фактическую его величину, поэтому он рекомендуется как контрольный, дополняющий другие способы.

Способ вертикального проектирования осуществляется наклонным визирным лучом теодолита хорошо заметной верхней точки сооружения на горизонтальную рейку, закрепленную внизу сооружения. Если совместить эту операцию с фотографированием цифровой фотокамерой этого сооружения, то получим новый фотографический способ геодезического контроля, основанный на использовании так называемой вертикальной «референтной» линии и программы редактирования фотографических изображений [78].

Особенностью методики определения крена сооружений башенного типа с помощью приборов вертикального проектирования является закрепление на нулевом горизонте внутри сооружения опорной точки так, чтобы её можно было проектировать на все монтажные горизонты и производить от неё все необходимые измерения [69, 71] Однако, по окончании строительства эта методика для дымовой

трубы неприемлема, а для башни треугольной формы проблематична из-за последующего расположения внутри сооружения специального контейнера. В то же время такие приборы могут с успехом применяться для контроля вертикальности колонн, стен зданий и пр.

Способ координат (засечек) заключается в определении прямой однократной или многократной угловой засечкой координат хорошо заметной точки на верху сооружения. По разности координат между начальным и последующими циклами наблюдений находят величину и направление крена за истекший период.

Практически всем известным способам определения крена присущи недостатки, связанные с их зависимостью от застроенности территории, что затрудняет выбор точек стояния применяемого прибора для производства наблюдений в двух или более направлениях. Исключить этот недостаток можно, применяя так называемые односторонние координатные способы, выполняемые с одной точки стояния прибора. Так, для башен треугольной или четырёхугольной формы предлагается методика, по которой вначале определяют координаты вершин нижнего и верхнего треугольников (четырёхугольников) и находят средние координаты этих фигур, по которым затем получают всю необходимую информацию. Для сооружений круглой формы достаточно определить координаты любых трёх точек нижнего, промежуточных и верхнего наблюдаемых сечений, по которым можно вычислить координаты центров наблюдаемых сечений. По координатам центров сечений можно определить частные и общий крен сооружения [70,75].

Другой односторонний линейно-угловой способ предусматривает определение крена высокого сооружения (труба, колонна, стена и т. п.) в двух взаимно перпендикулярных направлениях путём выполнения линейных и угловых измерений с одной точки стояния электронного тахеометра с использованием его клавиши SDh.

Исследование пространственного положения строительных конструкций (стен, колонн, балок, ферм покрытия и др.) зданий и сооружений предусматривает выполнение различного вида геодезических измерений: определение расстояний между фермами покрытия зданий, между колоннами в ряду и пролёте; определение смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн; определение стрелы прогиба конструкций; проверка вертикальности и соосности колонн и т. п. Решающими факторами, оказывающими влияние на выбор методики геодезической съёмки является их доступность для производства измерений.

Применение лазерных рулеток позволяет упростить и ускорить процесс выполнения непосредственных линейных измерений. Основная трудность заключается в доставке рулетки в точки замера, требующая подъёма работника к оголовку колонн, выхода на подкрановый путь мостового крана и др. Для устранения этого недостатка на кафедре инженерной геодезии ННГАСУ разработан лазерно-

зеркальный способ для производства таких измерений дистанционно [53]. Применение ЛЗУ здесь и далее обеспечивает наиболее безопасные условия работы с обеспечением необходимой точности измерений.

Определение расстояний между осями колонн в пролёте и в ряду можно осуществлять с помощью ЛЗУ, причём одним исполнителем. Для таких и других недоступных и труднодоступных расстояний предложен косвенный способ с помощью электронного тахеометра, основанным на использовании его клавиши SDh и теоремы косинусов.

Непосредственные измерения смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн труднодоступны, небезопасны, трудоёмки и малопроизводительны. Здесь перспективным является применение дистанционных способов, разработанных и исследованных на кафедре инженерной геодезии ННГАСУ: механического, лазерно-зеркального, угломерного и фотографического, которые дают практически одинаковые результаты, отличаются высокой точностью, производительностью и обеспечивают надежную безопасность работ [67].

Определение стрелы прогиба ферм, балок покрытия, подкрановых балок и др. может осуществляться геометрическим или тригонометрическим нивелированием, угломерным, фотографическим и лучевым способами. Особо рекомендуем способ использования электронного тахеометра, предусматривающий дискретное сканирование по вертикали одновременно точек колонн и фермы перекрытия [72]. Предложен также новый фотографический способ определения прогибов ферм перекрытий с применением цифровых фотоаппаратов. Он предусматривает использование горизонтальной или произвольной референтной линии, от которой с помощью стрелки-курсора измеряют на фотографиях вертикальные расстояния до нижнего пояса ферм, масштабируя снимки по горизонтальным и вертикальным размерам элементов фермы.

Известны различные способы определения вертикальности колонн: тригонометрическое нивелирование; вертикальное проектирование с помощью теодолита верхней осевой риски колонны на уровень её нижней осевой риски; вертикальное проектирование с использованием рулеток или ЛЗУ; речный, безречный и комбинированный способы; координатный способ; боковое нивелирование; использование приборов вертикального проектирования, шнурового отвеса в сочетании с лазерной рулеткой или ЛЗУ, электронного тахеометра и др. Рекомендуется выполнять тригонометрическое нивелирование с использованием клавиши SDh электронного тахеометра. Предложенное вертикальное проектирование с помощью теодолита и рулеток позволяет определять одновременно вертикальность двух соседних колонн в ряду, а вертикальное проектирование с помощью теодолита и ЛЗУ позволяет производить необходимые измерения дистанционно [60].

Контроль соосности колонн удобно осуществлять путём бокового нивелирования их верха с последующим приведением результатов измерений к оси сооружения [52]. Развитием способа является предложение, заключающееся в совмещении процесса определения отклонения верха колонн от оси сооружения с контролем расстояния между ними в пролёте с помощью ЛЗУ [80].

Геодезическая съёмка подкрановых путей включает следующие непосредственные или косвенные измерения: определение планового положения подкрановых рельсов; определение ширины колеи подкранового пути; нивелирование подкрановых рельсов; измерение смещения рельса с оси подкрановой балки и расстояния от грани колонны до оси рельса и др.

Определение планового положения подкрановых рельсов заключается в определении прямолинейности рельсов и их взаимного расположения способом непосредственных или косвенных измерений. Определение прямолинейности может осуществляться различными способами створных измерений: способом струнного створа; с использованием базисных линий; способом оптического створа; с помощью подвижной марки; путем измерения малых углов; с помощью лучевых створов; способом фотограмметрических створов и др.

Предлагаемый новый фотографический способ определения прямолинейности рельсов с применением цифровых фотоаппаратов предусматривает использование параллельной или произвольно расположенной по отношению к рельсу референтной линии. От неё с помощью стрелки-курсора следует измерять на фотографиях горизонтальные расстояния до рельса, масштабируя снимки по горизонтально расположенной нивелирной рейке.

Косвенные измерения непрямолинейности путей, основанные на определении плановых координат осевых точек рельсов, позволяют получать данные для контроля ширины колеи. Наличие пространственных координат осевых точек рельсов дает возможность осуществлять комплексный контроль положения подкрановых рельсов как в плане, так и по высоте.

Известны различные непосредственные и косвенные способы измерения ширины колеи мостовых кранов. В настоящее время заслуживают внимания способы, основанные на использовании лазерной рулетки, лазерно-зеркального устройства и электронного тахеометра. Основным недостатком непосредственных измерений ширины колеи кранового пути с помощью лазерной рулетки является необходимость выхода наблюдателя на подкрановый путь. Исключить этот недостаток можно, используя способ дистанционных измерений с тормозных площадок крана с помощью лазерно-зеркального устройства ЛЗУ.

Измерения ширины колеи с помощью электронного тахеометра предусматривают определение прямоугольных координат осевых точек рельсов в условной системе, где одна из осей координат параллельна оси кранового пути. Предлагается новый линейно-угловой способ контроля пространственного положения путей

мостового крана. Его сущность заключается в измерении на осевые точки рельсов горизонтальных углов, а с помощью клавиши SDh – горизонтальных проложений и превышений каждой точки над точкой стояния тахеометра. Этот способ позволяет совместить три отдельных операции: определение ширины колеи подкранового пути, определение непрямолинейности рельсов и их нивелирование. Следует также сказать, что с помощью клавиши ОНР современного тахеометра («определение недоступного расстояния»), можно сразу определить ширину колеи кранового пути, наклонное расстояние, горизонтальное проложение и превышение между противоположными точками рельсов.

Для определения геометрии кранового пути и траектории движения мостового крана предлагается использовать способ, основанный на применении ЛЗУ в сочетании со створными измерениями с помощью теодолита. Этот способ позволяет за один проход крана произвести выверку прямолинейности и параллельности обоих крановых рельсов, определить ширину колеи и траекторию движения самого крана [55].

Нивелирование подкрановых рельсов может осуществляться геометрическим, тригонометрическим, гидростатическим, комплексным способами или с использованием ориентированных горизонтальных оптических или лучевых створов. Рекомендуется методика разработанных на кафедре инженерной геодезии ННГАСУ способов нивелирования с использованием лазерной рулетки или ЛЗУ [56]. Тригонометрическое нивелирование в настоящее время удобнее всего производить с помощью электронного тахеометра с использованием его клавиши SDh или путём определения пространственных координат точек крановых рельсов.

Наблюдения за трещинами могут производиться различными способами: простейшими измерениями; с помощью маяков (гипсовых, стеклянных, шкаловых, раздвижных металлических, с закладными металлическими частями и др.); с использованием деформометра, щелемера, измерительных скоб, отсчётного микроскопа; дистанционно-оптическим способом.

Наличие цифровых фотоаппаратов и программ редактирования фотографических изображений позволяет рекомендовать два варианта фотографического способа наблюдений за температурными швами и трещинами несущих конструкций инженерных сооружений [81]. Оба варианта (горизонтальной базы и вертикальной базы) основаны на фотографировании объекта наблюдений, выводе его изображения на экран монитора, выполнении линейных измерений в некоторых условных единицах с последующим переводом результатов измерений в метрическую систему единиц (миллиметры).

В заключение отметим, что практически всем обычным способам геодезического контроля присущи недостатки, связанные с их зависимостью от застроенности территории, насыщенностью цехов технологическим оборудованием, необходимостью использования мостового крана, выходом наблюдателя на крановый

путь или его подъёмом к оголовку колонн. Для их устранения нами были предложены практически в каждой из шести основных групп классификации новые приспособления, дистанционные и фотографические способы, основанные на новейших технологиях использования ручных безотражательных дальномеров, электронных тахеометров, цифровых фотокамер и разработанного на кафедре инженерной геодезии ННГАСУ лазерно-зеркального устройства ЛЗУ.

Глава 2. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ СООРУЖЕНИЙ

2.1. Организация наблюдений за осадками

Как было отмечено выше, осадки зданий и сооружений можно определять геометрическим или тригонометрическим нивелированием, гидронивелированием, микронивелированием, а также фото- и стереофотограмметрическими способами. Наибольшее распространение на практике получил способ геометрического нивелирования путём периодического высокоточного нивелирования осадочных марок 1,2,3,...,20 (рис. 2).

В качестве высотной основы служат глубинные реперы *Гл.Рп*. Их закладывают в коренных породах в количестве не менее трех, для того, чтобы в дальнейшем можно было контролировать стабильность их положения по постоянству превышений между ними во времени.

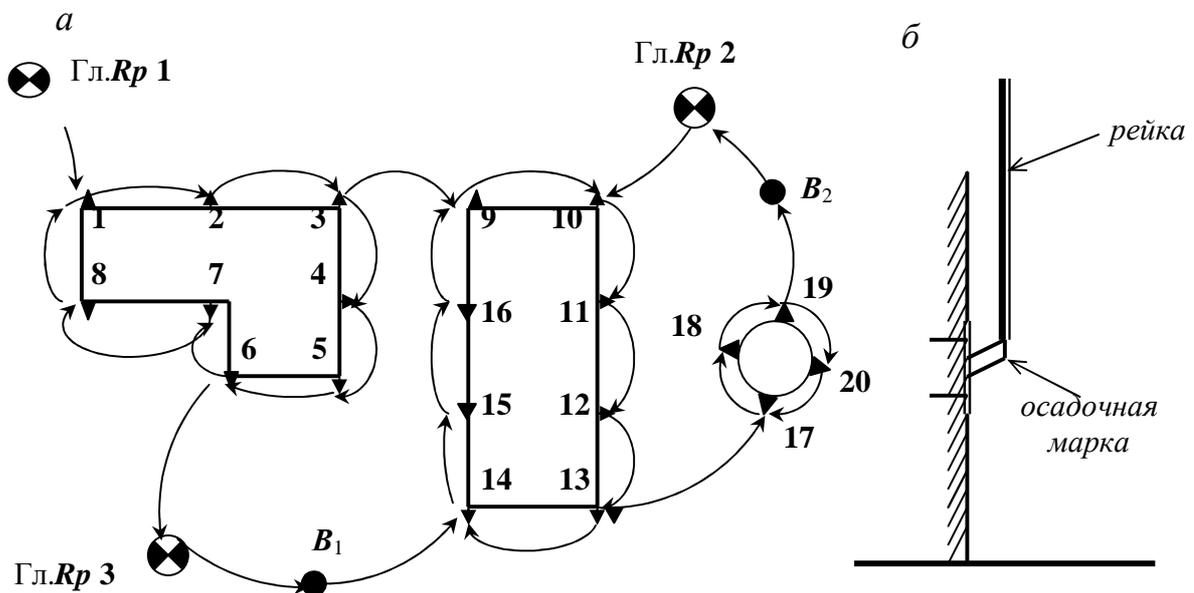


Рис. 2. Схема расположения осадочных марок, нивелирных ходов (а) и конструкция марки (б)

Для инженерных сооружений осадочные марки закрепляют на несущих колоннах как извне, так и внутри здания через 6 – 12 или 12 – 24 м. Марки размещают по поперечным и продольным осям не менее трех в каждом направлении. На дымовых трубах устанавливается не менее четырех марок по периметру.

Головка осадочной марки должна быть удалена от плоскости стены или колонны не менее чем на 3 – 4 см. При закладке осадочных марок необходимо учитывать условия доступа к ним и возможность установки на них нивелирной рейки.

Наиболее простой и надежной конструкцией марки может служить металлический “уголок”, заделанный под некоторым углом в стену или приваренный к металлической колонне или пластине, пристрелянной к стене. Такая конструкция обеспечивает однозначное положение нивелирной рейки на осадочной марке (рис. 2б).

При большом расстоянии, например, от Гл.**Rp 3** до осадочной марки 14 или от Гл.**Rp 2** до осадочной марки 19 (рис. 2), закрепляют вспомогательные знаки B_1, B_2, \dots, B_n .

Наблюдения за осадками производятся периодически (циклами) один раз в квартал, один раз в полгода, один раз в год и т. д. до достижения стабилизации осадок, то есть когда их скорость составит не более 1–2 мм в год.

2.2. Нивелирование

Нивелирование глубинных реперов и осадочных марок производится высокоточными нивелирами типа **H-05** (и подобными им по точности) с применением штриховых реек с инварной полосой.

Принципиальная схема высокоточного оптического нивелира **H-05** аналогична схеме нивелира **H-3**. Отличительной особенностью является оптический микрометр, позволяющий производить отсчёты по специальной рейке с высокой точностью (рис.3).

На штриховой рейке смонтирована инварная полоса (инвар – сплав железа с никелем), на которой через 5 мм нанесены штрихи основной и дополнительной шкал. Штрихи основной шкалы подписаны от 0 до 60. Штрихи дополнительной шкалы смещены относительно основной на 2,5 мм и подписаны от 60 до 119.

Нивелир **H-05** приводится в рабочее положение так же, как и нивелир **H-3**. Визируют на инварную рейку и элевационным винтом приводят пузырёк цилиндрического уровня 1 в контакт. Затем вращением барабанчика 2 микрометра совмещают изображение средней горизонтальной нити сетки с ближайшим к ней делением основной шкалы. Для точного совмещения одна половина этой нити выполнена в виде биссектора.

Отсчёт складывается из отсчёта по шкале рейки (283000) и отсчёта по шкале микрометра (452). Аналогичным образом берут отсчёт по дополнительной шкале рейки, совместив барабанчиком 2 изображение средней нити с ближайшим делением этой шкалы.

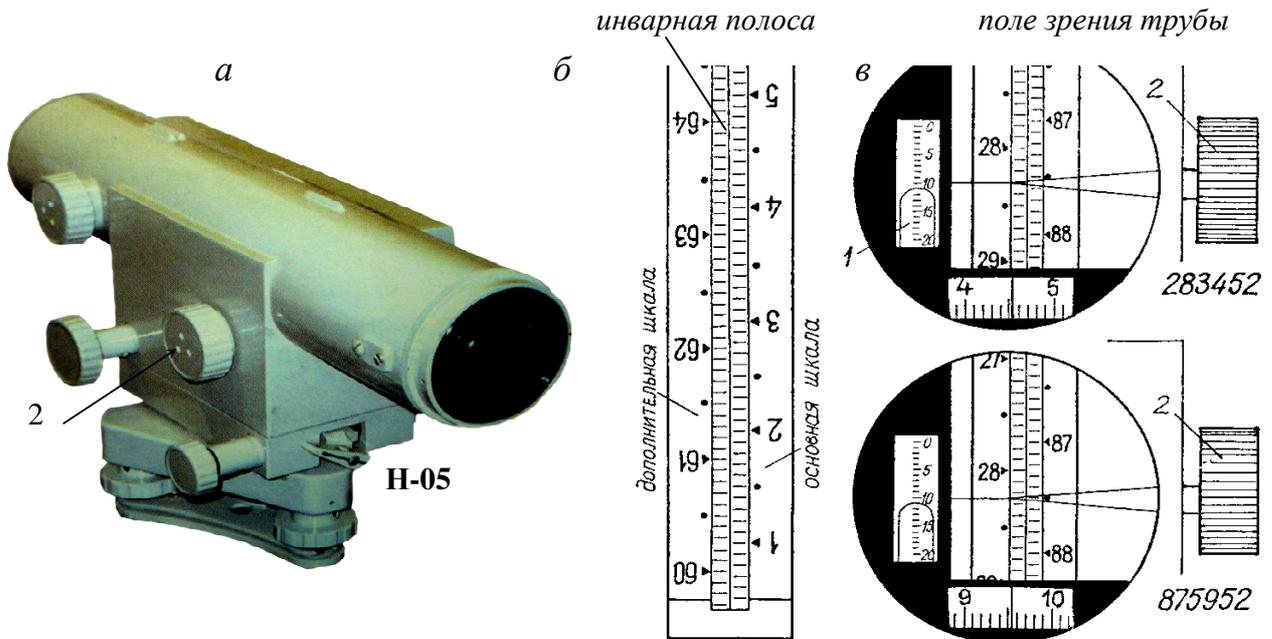


Рис. 3. Высокоточный оптический нивелир **H-05** (а), штриховая инварная рейка (б) и поле зрения трубы нивелира (в)

В нашем примере отсчёт по основной шкале равен 283452, отсчёт по дополнительной шкале 875952. Разность между отсчётами всегда должна равняться постоянному числу 592500.

Для того, чтобы полученные отсчёты выразить в миллиметрах, необходимо умножить их на 0,005 мм – цену деления барабана микрометра. Так, отсчет 283452 соответствует 1417,26 мм.



Рис. 4. Высокоточные оптические нивелиры **PL1**, **B1**, **B1C**

Аналогами нивелира **Н-05** служат высокоточный нивелир **PL1**, а также высокоточные нивелиры **B1**, **B1C** с микрометренной насадкой **OM1**, для работы с которыми используется инварная рейка с сантиметровыми делениями (рис. 4).

Основные нивелирные ходы между глубинными реперами прокладываются замкнутые при двух горизонтах инструмента. Расстояние от нивелира до рейки не должно превышать 30 м, а неравенство «плеч» допускается не более 0,3 м. Высотные невязки в ходах не должны превышать величины $(0,3-0,5)\text{мм}\sqrt{n}$, где n – число станций в ходе.

Следует сказать, что заложенные в период строительства сооружения некоторые осадочные марки в дальнейшем могут быть закрыты или недоступны для установки на них нивелирной рейки. В этом случае удобно использовать стальную желобчатую рулетку с миллиметровыми делениями (Шеховцов Г. А., Новиков В. М. Магнитный фиксатор для геодезических измерений // Н.Новгород, 1995. Нижегородский ЦНТИ, информ. листок №336-95). У такой рулетки нулевое деление совпадает с Г-образным окончанием, играющим роль упора или зацепа.

Устанавливают Г-образный упор с закрепленным на нём магнитом на осадочную марку (рис. 5а). Сцепление упора с маркой позволяет осуществлять натяжение рулетки, приведение её в отвесное положение и, при необходимости, подсветку её шкалы, по которой берут отсчёты с точностью 0,1мм. Если осадочные марки расположены достаточно высоко (рис. 5б), используют рулетку в подвешенном состоянии.

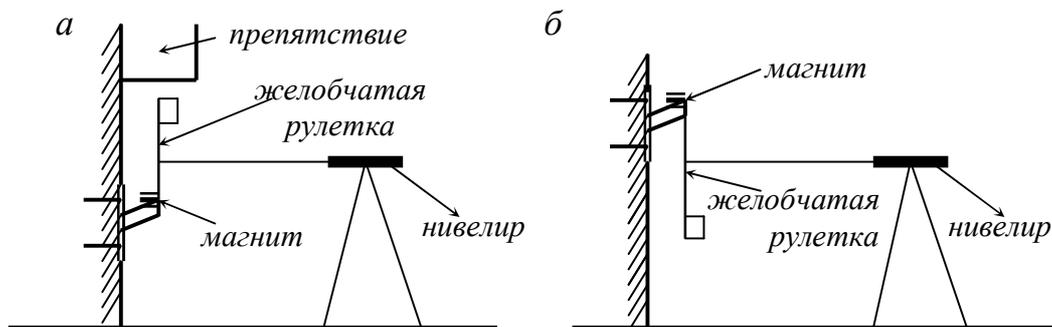


Рис. 5. Схема нивелирования с помощью желобчатой рулетки

В условиях слабой освещённости (строительные площадки, производственные цеха, сооружения метро, подземные выработки, тоннели и др.) возникает необходимость подсветки круглого уровня при приведении нивелира в рабочее положение и цилиндрического уровня перед взятием отсчётов по рейке. В своё время нами было предложено приспособление для подсветки уровней нивелира (Шеховцов Г. А., Кочетов Ф. Г. Приспособление для подсветки уровней нивелира //

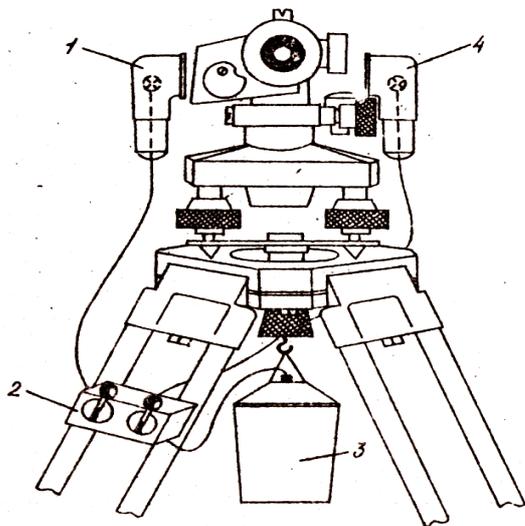


Рис. 6. Нивелир с приспособлением для подсветки

Н.Новгород, 1992. Нижегородский ЦНТИ, информ. листок №92-7). В комплект приспособления входят осветительная головка 1, блок управления 2, и источник питания 3, серийно изготавливаемые промышленностью. Блок управления имеет два выключателя, что даёт возможность одновременно использовать две осветительные головки для контроля положения пузырька обоих уровней.

С целью исключения возможного одностороннего нагрева цилиндрического уровня при его подсветке, было разработано другое осветительное устройство (Шеховцов Г. А., Кочетов Ф. Г. Волоконно-оптическое устройство для подсветки

уровней нивелира // Н.Новгород, 1994. Нижегородский ЦНТИ, информ. листок №368-94). В этом устройстве свет от обычного карманного фонарика распространяется по световоду из стекловолокон, который заканчивается фигурным наконечником. В этом наконечнике стекловолокна развёрнуты в плоскость («щётку»). Длина «щётки» должна соответствовать размеру осветительного окна цилиндрического уровня. Для подсветки круглого уровня предусмотрен цилиндрический наконечник.

Для наблюдения за осадками могут быть применены цифровые нивелиры со специальными штрих-кодowymi рейками. Отличительной особенностью таких приборов является автоматическое считывание отсчёта по рейке, измерение горизонтального расстояния до неё, вычисление превышения между нивелируемыми точками. Эти значения высвечиваются последовательно на дисплее нивелира. Некоторые цифровые нивелиры позволяют в полевых условиях производить обработку и уравнивание нивелирных ходов.

Однако необходимо напомнить, что цифровые нивелиры (как и все нивелиры с компенсаторами) подвержены влиянию вибрации, а также воздействию сильных электромагнитных полей при работе вблизи ЛЭП, открытых распределительных устройств (ОРУ), трансформаторов, токопроводящих шин и т.п., что может привести к повреждению их электроники.

Из современных цифровых нивелиров назовём приборы серии SDL и DiNi (рис. 7). Для работы с нивелирами SDL 30/50 используются фиброгласовые, алюминиевые или инварные рейки со специальным RAB-кодом, а для работы с нивелирами DiNi 0,3/0,7 применяются рейки инварные, складные или телескопи-

ческие со специальным BAR-кодом. При отключенной электронике цифровые нивелиры можно использовать с обычными нивелирными рейками.

Высокоточное геометрическое нивелирование практически полностью решает вопрос определения осадок зданий и сооружений. Однако в стеснённых условиях подвальных, цеховых и других помещений возможность геометрического нивелирования может быть весьма ограничена. Здесь для определения превышений между осадочными марками могут применяться переносные гидростатические приборы типа шланговых нивелиров.



Рис. 7. Цифровые нивелиры серии **SDL** (а) и **DiNi** (б)

При эксплуатации же таких сооружений, как плотины, ускорители заряженных частиц, атомные и тепловые электростанции и другие подобные объекты, необходим непрерывный геодезический контроль за их осадками и деформациями.

Для этих целей разработаны различные стационарные гидростатические и гидродинамические системы с визуальным сбором информации.

На таких сооружениях, где пребывание человека нежелательно или вообще исключается, разработаны гидросистемы с дистанционным получением информации о высотных перемещениях осадочных марок.

В качестве примера можно привести следующие работы. В одной из них (Мовсесян Р. А., Таплашвили И. А. Новые приборы и методы для автоматизации измерений осадок сооружений. // Пробл. Астрон. и геод.: Тр. 6-го Съезда Всес. Астрон.-геод. о-ва, Ереван, 1975. Геод., – М., – 1979, – С. 88–89) описаны гидростатические системы типа СГН-27Д и СГН-ВИ с диапазонами измерений ± 4 мм и 10–12 мм и ошибками определения превышений 0,2 мм и гидродинамические системы СГД, в которых используется непрерывно движущаяся жидкость. В другой работе (Thierbach H. Automatische Hohenuberwachung von Turbinenfundamenten in Groskraftwerken. Allg. Vermess. – Nachr., – 1981, 88, – №2, 51–58) излагается методика применения разработанной автором прецизионной автоматической системы ELWAAG/ELMETER гидростатического нивелирования при наблюдениях за деформациями фундаментов турбоагрегатов большой мощности. Описываются устройство приборов, размещение датчиков стационарной системы, способы обработки и представления результатов наблюдений.

В работе (Уставич Г. А., Олейник А. М., Шалыгина Е. Л. Разработка многоуровневой двойной гидродинамической системы. // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 2004. – № 1. – С. 40–53) приведено теоретическое обоснование двойной гидродинамической системы, а также многоуровневой двойной гидродинамической системы, которая позволяет выполнять измерения превышений на нескольких горизонтах одной измерительной головкой.

Однако применение гидросистем связано со значительными организационными и технологическими трудностями, поэтому случаи их использования единичны.

Другие краткие сведения о классических методах определения осадок и горизонтальных смещений с применением геометрического, гидростатического и тригонометрического нивелирования можно прочесть, например, в работе [92].

Что касается тригонометрического нивелирования, то, в настоящее время, в связи с широким внедрением в практику геодезических работ электронных тахеометров, может в корне измениться как сам вид осадочных марок, так и процесс их закрепления и наблюдения за ними.

2.3. Обработка результатов нивелирования

Из наблюдений каждого цикла вычисляют отметки осадочных марок, по которым вычисляют абсолютную осадку, скорость протекания осадки, крен сооружения, прогиб сооружения и вычерчивают графики осадок.

В работе [40] нами был проведен анализ производственных результатов наблюдений за осадками сооружений ТЭЦ Нижегородской области. Были сопоставлены рекомендации различных авторов о необходимой точности геометрического нивелирования при выполнении таких наблюдений. В результате была выработана концепция, которая заключалась в том, что в каждом конкретном случае необходимо указывать наименьшие величины тех или иных видов деформаций, которые в процессе наблюдений необходимо фиксировать с заданной степенью достоверности. Исходя из этого следует обосновывать требования к необходимой точности определения отметок осадочных марок. Эта концепция нашла своё решение в наших работах [43, 44].

Осадка сооружений

Абсолютная осадка S_i отдельной марки будет $S_i = H_i - H_1$, где H_i и H_1 – отметки марки в i -ом и первом циклах. При равноточных определениях отметок марки СКО осадки равна $m_s = m_H \sqrt{2}$, где m_H – средняя квадратическая ошибка определения отметки осадочной марки.

Приравняем минимальные величины осадок марок к tms , то есть, $S_{min} = tms = m_H \sqrt{2}$, отсюда найдём в общем виде

$$m_H \leq \frac{S_{min}}{t\sqrt{2}}, \quad (3)$$

следовательно, для получения с заданной вероятностью данных об осадках сооружений необходимо, чтобы средняя квадратическая ошибка определения отметок осадочных марок не превышала $\frac{1}{t\sqrt{2}}$ минимальной величины осадок.

Для сооружений, как известно, наиболее опасны неравномерные осадки. Так, если $S_1 = H_1 - H_2$ – осадка одной марки, а $S_2 = H_1' - H_2'$ – осадка другой (за одинаковый период времени), то неравномерность осадок $S_1 - S_2 = \Delta$. Средняя квадратическая ошибка m_Δ определения неравномерности осадок при равноточном определении отметок осадочных марок равна $2m_H$. Приравняем $\Delta_{min} = tm_\Delta$ и найдём

$$m_H \leq \frac{\Delta_{min}}{2t}. \quad (4)$$

Таким образом, для получения с заданной вероятностью данных о неравномерности осадок необходимо, чтобы средняя квадратическая ошибка определения

отметок осадочных марок не превышала $\frac{1}{2t}$ минимальной величины неравномерности.

Формулы (3, 4) выведены исходя из предположения, что между средней квадратической ошибкой определения отметок осадочных марок и величинами осадок и деформаций не существует прямолинейной корреляционной связи (коэффициент корреляции равен нулю). Этот вывод был подтверждён соответствующими исследованиями, приведенными в нашей работе [44].

Так, на ТЭЦ Горьковского автозавода в своё время нами были выполнены две программы наблюдений за осадками зданий и сооружений. Наблюдения производились с помощью нивелира Koni-007 и прецизионной трёхметровой штриховой рейки с инварной полосой. Каждое превышение определялось при двух горизонтах инструмента с отсчитыванием по обоим шкалам рейки. Расстояния от инструмента до рейки не превышали 30 м.

В результате было получено 334 разности двойных измерений, представляющих собой разности превышений, вычисленных при двух горизонтах инструмента. Значения этих разностей находились в пределах от 0,00 мм до $\pm 0,70$ мм. В свою очередь величины превышений колебались от 1,3 мм до 1852 мм. По этим данным можно установить, существует ли прямолинейная корреляционная связь между значениями разностей d_i двойных измерений и величинами превышений. Вычисления коэффициента корреляции были выполнены по методике, изложенной в книге (Гайдаев П.А., Большаков В.Д. Теория математической обработки геодезических измерений. М., «Недра», 1969.)

Проверка наличия остаточного влияния систематических ошибок во всех разностях показала

$$\begin{aligned} [+d] &= +31,94 \text{ мм}, \quad [d] = 64,57 \text{ мм}, \\ [-d] &= -32,63 \text{ мм}, \quad |[d]| = -0,69 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Критерий допустимости остаточной систематической ошибки $0,25 \times 64,57 = 16,14$ мм. Поскольку $16,14 \text{ мм} \gg 0,69 \text{ мм}$, то остаточным влиянием можно пренебречь.

Все превышения были расположены в один ряд по мере их возрастания и разбиты на 17 групп с количеством превышений (а соответственно и количество разностей) в отдельных группах от 18 до 25, причём каждая группа охватывала определённый интервал превышений.

В каждой группе аналогично изложенному выше, была выполнена проверка наличия остаточного влияния систематических ошибок. Во всех группах наблюдалось неравенство $0,25[d] \gg |[d]|$, что позволяет при оценке точности пренебречь систематическим влиянием.

Для каждой группы была подсчитана средняя квадратическая ошибка разности, значения которой оказались в пределах от 0,18 мм до 0,33 мм.

Вычисленный коэффициент корреляции оказался равным +0,09. Такая величина коэффициента корреляции говорит о том, что между значениями разностей двойных измерений превышений и величинами этих превышений отсутствует прямолинейная корреляционная связь. На основании этого можно сделать вывод, что в формулах (3,4) и приведенных ниже формулах (5–8) коэффициент корреляции может быть принят равным нулю.

Скорость протекания осадки

Известно, что за строительный период протекает около 50% осадки сооружений на глинистых грунтах и 80% на песчаных грунтах. Причём заметных деформаций сооружения не будет, если скорость изменения напряжений в элементах его конструкций равна или больше скорости развития осадки фундамента. Поэтому правильное представление о состоянии сооружения можно получить, зная скорость развития осадки его фундамента во времени.

Скорость осадки вычисляют по формуле $V = S_{cp}/T$, где S_{cp} – средняя осадка сооружения за период наблюдения T . Если $V = 1–2$ мм/год, то считают, что положение сооружения стабилизировалось.

Приняв T безошибочным, найдём среднюю квадратическую ошибку определения скорости осадки $m_V = m_S/T$. Приравняем $V_{min} = tm_V$, тогда с учётом, что $m_S = m_H \sqrt{2}$, получим

$$m_H \leq \frac{T}{t\sqrt{2}} V_{min}, \quad (5)$$

следовательно, для получения с заданной вероятностью данных о скорости протекания осадки сооружения необходимо, чтобы средняя квадратическая ошибка определения отметок осадочных марок не превышала $\frac{T}{t\sqrt{2}}$ минимальной величины этой скорости.

Крен сооружения

Крен возникает от неравномерности осадок фундамента, в результате чего сооружение наклоняется в одну сторону. Он характеризуется величиной K относительного крена $K = \Delta/L$, где Δ – разность осадок крайних марок по оси сооружения, L – расстояние между этими марками.

Средняя квадратическая ошибка определения величины относительного крена при условии, что L измерено безошибочно, равна $m_K = m_\Delta/L$. Приравняв $K_{min} = tm_K$, получим $m_\Delta = LK_{min}/t$, но поскольку $m_\Delta = 2m_H$, следовательно

$$m_H \leq \frac{L}{2t} K_{min} , \quad (6)$$

Таким образом, для получения с заданной вероятностью данных о крене сооружения необходимо, чтобы средняя квадратическая ошибка определения осадочных марок не превышала $\frac{L}{2t}$ минимальной величины крена.

Считается, что если величина крена не превышает 0,001, то прочность и устойчивость несущих конструкций абсолютно жестких и относительно жестких типов сооружений не нарушается и они эксплуатируются нормально. Примем $K_{min} = 0,001$, тогда при $L = 5$ м и $t = 2$ (чему соответствует вероятность 0,95) получим необходимую точность определения отметок осадочных марок $m_H = 1,25$ мм.

Прогиб (перегиб) сооружения

Он возникает в результате неравномерности осадок фундамента, отчего сооружение изгибается выпуклостью вниз или вверх. Этот изгиб характеризуется величиной f относительного прогиба (перегиба) $f = \frac{2S_2 - (S_1 + S_3)}{2L}$, где S_1 и S_3 – осадки крайних марок рассматриваемого участка прямой линии; S_2 – осадка средней марки участка; L – расстояние между крайними марками.

Если осадки марок определены равноточно, а расстояние между ними измерено безошибочно, то средняя квадратическая ошибка прогиба (перегиба) сооружения m_f будет равна $m_f = \frac{ms}{L} \sqrt{\frac{3}{2}}$.

Приравняем $f_{min} = tm_f$, тогда учётом, что $ms = m_H \sqrt{2}$, получим

$$m_H \leq \frac{L}{t\sqrt{3}} f_{min} , \quad (7)$$

следовательно, для получения с заданной вероятностью данных о прогибе (перегибе) сооружений необходимо, чтобы средняя квадратическая ошибка определения отметок осадочных марок не превышала $\frac{L}{t\sqrt{3}}$ минимальной величины прогиба (перегиба).

Принято считать, что период стабилизации положения крупных гражданских и промышленных сооружений наступает, когда скорость их осадки не превышает 1–2 мм/год. Чтобы с вероятностью, например, 0,95 ($t = 2,0$) судить о на-

ступлении такого периода, следует отметки осадочных марок определять со средней квадратической ошибкой 0,35 – 0,70 мм (при наблюдениях не чаще одного раза в год).

Модуль деформации

Он играет важную роль при расчёте осадок фундаментов сооружений. Числовые значения его определяются в основном путём компрессионных испытаний образцов грунта. При этом возможны большие погрешности при определении модуля, вследствие чего рассчитанные осадки в 1,5–2 раза, а в отдельных случаях и более, превышают фактические. Целесообразно действительные модули деформации грунтов уточнять на основе фактических замеров осадок сооружений. Такое уточнение можно производить следующим образом.

Предположим, что осадка в расчётном методе есть функция от модуля E деформации, размеров сооружения в плане a и b , величины нагрузки p на основание, то есть $S = F_1(E, a, b, p)$. В свою очередь можно представить $E = F_2(S, a, b, p)$. Если принять значения a , b и p безошибочными, то средняя квадратическая ошибка m_E определения модуля деформации будет $m_E = \frac{\partial F_2}{\partial S} m_S$. При $m_S = m_H \sqrt{2}$ следует, что

$$m_H \leq \frac{m_E}{\sqrt{2} \left(\frac{\partial F_2}{\partial S} \right)}, \quad (8)$$

то есть можно установить, с какой точностью следует определять отметки осадочных марок, чтобы ошибка определения E по этим данным не превысила заданной величины m_E .

В табл. 1 приведены соотношения между средней квадратической ошибкой определения отметок осадочных марок и наименьшими значениями осадок и деформаций сооружений.

Т а б л и ц а 1

Соотношения между m_H и минимальными значениями деформаций для различных t

t	Вероятность	$\frac{m_H}{S_{min}}$	$\frac{m_H}{\Delta_{min}}$	$\frac{m_H}{LK_{min}}$	$\frac{m_H}{Lf_{min}}$	$\frac{m_H}{TV_{min}}$
1,6	0,890	0,442	0,312	0,312	0,361	0,442
2,0	0,955	0,353	0,250	0,250	0,289	0,353
2,5	0,988	0,282	0,200	0,200	0,231	0,282

3,0	0,997	0,235	0,167	0,167	0,192	0,235
-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Из таблицы видно, что если, например, в результате наблюдений требуется определять с вероятностью 0,988 осадки и деформации сооружений, то в этом случае m_H должна быть не более $0,282Smin$, $0,200\Delta min$, $0,200LKmin$, $0,231Lfmin$ и $0,282TVmin$. За окончательное значение m_H следует принимать её наименьшее значение, полученное по приведенным формулам. Зная же m_H нетрудно выбрать соответствующую методику геодезических наблюдений, обеспечивающую заданную точность.

Графики осадок марок

Их строят по результатам наблюдений в каждом цикле (рис. 8). По этим графикам можно судить, например, о примерном времени стабилизации сооружения.

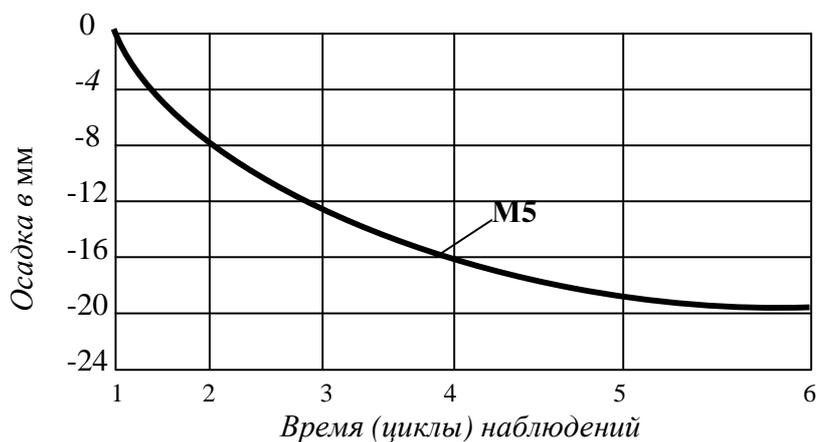


Рис. 8. График осадок марки **М5** во времени

Глава 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ

Крупные сооружения (особенно такие как дамбы, плотины) под воздействием односторонних нагрузок могут претерпевать вертикальные и горизонтальные смещения. Для определения этих смещений создают внешние и внутренние измерительные сети. Внутренняя сеть может состоять из сети тензометрических датчиков, сети вытянутых треугольников в галереях плотины с использованием для измерений обратного отвеса, инварного или углепластикового жезла. Смещение гребня плотины может выполняться створным, триангуляционным, трилатерационным [66] и другими методами наблюдений.

3.1. Створный метод

Этот метод (рис. 9) применяют для наблюдений за горизонтальными смещениями сооружений прямолинейной формы по направлению, перпендикулярному створу.

Для этого закрепляют на одной линии геодезические пункты P_1 и P_2 и контрольные точки. Смещения контрольных точек в направлении, перпендикулярном линии P_1P_2 определяют путём измерения теодолитом малых углов ε на каждую точку. Тогда линейная величина смещения q равна:

$$q = d \frac{\varepsilon''}{\rho''}, \quad \rho'' = 206265'' \quad (9)$$

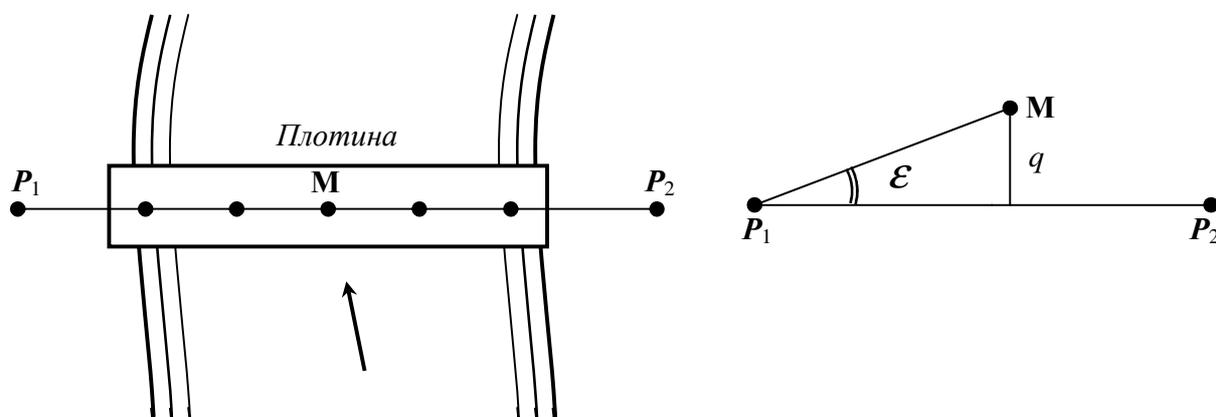


Рис. 9. Створный метод определения горизонтальных смещений

Другой способ створного метода заключается в том, что на контрольную точку M устанавливают визирную цель (рис. 10), положение которой фиксируется отсчётом по шкале.

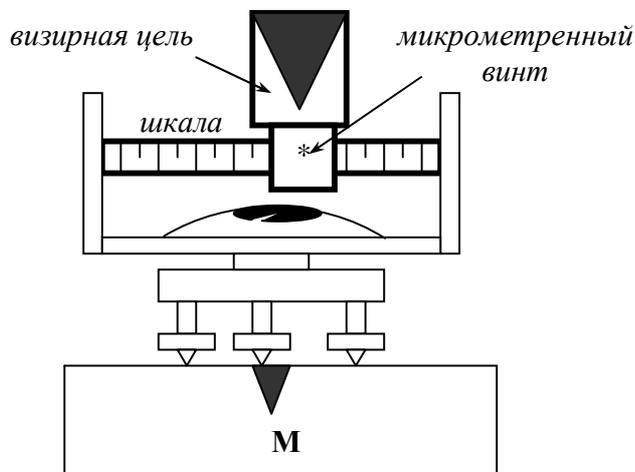


Рис. 10. Определение горизонтальных смещений с помощью визирной цели

Установив теодолит, например, в точке P_1 , ориентируют визирную ось зрительной трубы по линии P_1P_2 и микрометрическим винтом визирной цели совмещают её с перекрестием сетки нитей. По разности отсчётов по шкале визирной цели судят о смещении контрольной точки M относительно линии P_1P_2 . Аналогичным образом определяют горизонтальные смещения других контрольных точек.

Рассмотренные способы носят название способа общего створа. Для створов значительной протяжённости и с большим количеством контрольных точек могут применяться способы последовательных и частных створов [14].

В способе последовательных створов (рис. 11а) предусматривается определение нестворностей $\Delta_1 = q_1$ точки 1 от створа P_1P_2 , Δ_2 точки 2 от створа $1P_2$, Δ_3 точки 3 от створа $2P_2$ и т. д. В этом случае нестворность q_i любой i -й точки относительно общего створа P_1P_2 может быть вычислена, зная расстояния S между всеми точками, по следующей формуле

$$q_i = q_{i-1} \frac{S_{i-P_2}}{S_{(i-1)-P_2}} + \Delta_i \quad (10)$$

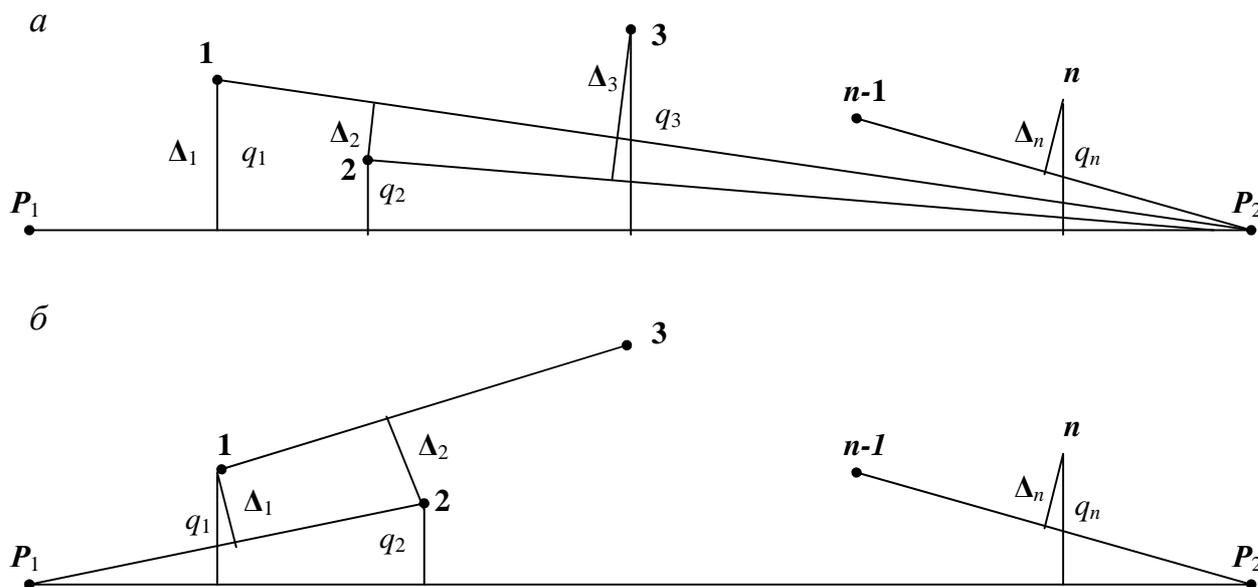


Рис. 11. Схемы определения горизонтальных смещений способом последовательных (а) и частных (б) створов

В схеме частных створов (рис. 11б) нестворность Δ_1 точки 1 определяется от створа 1-2, Δ_2 точки 2 от створа 1-3, Δ_3 точки 3 от створа 2-4 и т. д. В этом случае нестворность q_i любой i -й точки относительно общего створа P_1P_2 может быть вычислена по формуле

$$q_i = q_{i-1} \frac{S_{i-(i+1)}}{S_{(i-1)-(i+1)}} + q_{i+1} \frac{S_{(i-1)-i}}{S_{(i-1)-(i+1)}} + \Delta_i, \quad (11)$$

причем в этих формулах необходимо учитывать знак Δ . Так, для направления створа P_1P_2 , при отклонении точек влево Δ имеет знак «плюс», вправо – знак «минус» и наоборот при направлении створа P_2P_1 .

Величину нестворности q_i промежуточных точек 1, 2, 3, 4, ... протяжённых створов P_1P_2 (рис. 12) можно также определять так называемым способом биполярной угловой засечки (Баран П. И. К разработке протяженного створа способом биполярной засечки // Инж. геод., –1979, вып. 22. – С. 80–82).

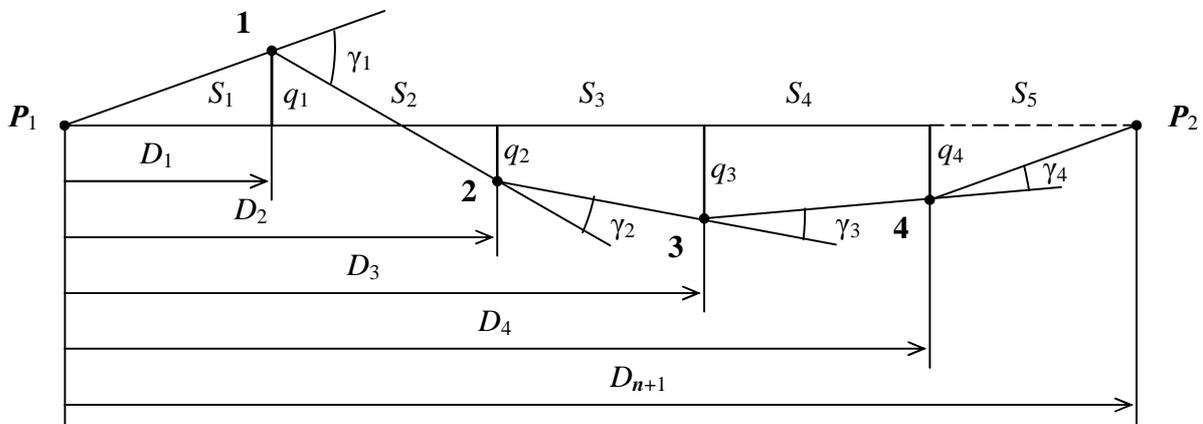


Рис. 12. Схема определения нестворности точек биполярной засечкой

Способ заключается в определении углов нестворности $\gamma_i = \beta_i - 180^\circ$, где левый угол β_i в промежуточной точке i измеряют с помощью точного теодолита, визируя на смежные точки. Тогда, для примера на рис. 12, смещения q_i каждой промежуточной точки могут быть вычислены по формулам

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{S_2}{D_2} \left(D_1 \frac{\gamma_1}{\rho} + \frac{D_1 q_2}{S_2} \right), \\ q_2 &= \frac{S_3}{D_3} \left(D_2 \frac{\gamma_2}{\rho} + D_1 \frac{\gamma_1}{\rho} + \frac{D_2 q_3}{S_3} \right), \\ q_3 &= \frac{S_4}{D_4} \left(D_3 \frac{\gamma_3}{\rho} + D_2 \frac{\gamma_2}{\rho} + D_1 \frac{\gamma_1}{\rho} + \frac{D_3 q_4}{S_4} \right), \end{aligned} \quad (12)$$

$$q_4 = \frac{S_5}{D_5} \left(D_4 \frac{\gamma_4}{\rho} + D_3 \frac{\gamma_3}{\rho} + D_2 \frac{\gamma_2}{\rho} + D_1 \frac{\gamma_1}{\rho} \right).$$

По знаку q_i судят о направлении смещения точки со створа P_1P_2 : плюс – влево, минус – вправо.

На практике может возникнуть задача восстановления непросматриваемого створа из-за появившегося препятствия створа P_1P_2 (рис. 13) с целью приведения результатов периодических измерений к единой системе отсчётов. Для этого можно воспользоваться предложенным в работе (Фархан Диб. Восстановление направления непросматриваемого створа // Геод. и картогр.– 1991.– № 10. – С. 15–16) способом, сущность которого заключается в построении вспомогательного створа AB , примерно параллельного перекрытому створу P_1P_2 . От нового створа измеряют расстояния a_1, a_2, a_3, a_4 до крайних точек створа P_1 и P_2 и двух вспомогательных точек D и C , расположенных по обе стороны препятствия и находящихся примерно по направлению перекрытого створа. От линий AD и BC измеряют абсциссы x'_i и x'_j ($i = 1, p; j = r, n$) до контролируемых точек. Также измеряют ординаты этих точек $y_1, \dots, y_j, \dots, y_n$ от точки P_1 и расстояния b_1, b_2 и b_3 , сумма которых равна L .

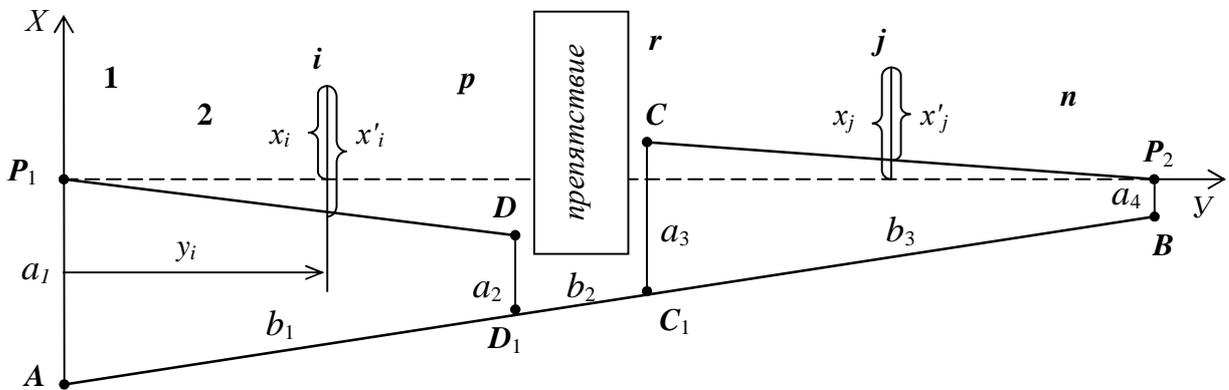


Рис. 13. Схема к восстановлению непросматриваемого створа

По результатам измерений вычисляют расстояния x_i и x_j от перекрытого створа до контролируемых точек по формулам

$$x_1 = x'_1 - y_1(k_1 a_1 + k_2 a_2 + k_4 a_4),$$

$$\dots$$

$$x_i = x'_i - y_i(k_1 a_1 + k_2 a_2 + k_4 a_4),$$

$$\dots$$

(13)

$$x_j = x'_j - y_j(u_1 a_1 + u_3 a_3 + u_4 a_4),$$

$$\dots\dots\dots$$

$$x_n = x'_n - y_n(u_1 a_1 + u_3 a_3 + u_4 a_4),$$

в которых $k_1 = \frac{b_2 + b_3}{b_1 L}$, $k_2 = \frac{-1}{b_1}$, $k_4 = \frac{1}{L}$; $u_1 = \frac{-1}{L}$, $u_3 = \frac{1}{b_3}$, $u_4 = \frac{-(b_1 + b_2)}{b_3 L}$.

Таким образом, произведя соответствующие измерения относительно произвольных створов P_1D и CP_2 , можно перейти к единой системе отсчётов относительно фиксированного створа P_1P_2 .

В работе [96] приведены результаты исследования точности различных методов створных измерений. Исследования выполнены на створе длиной 700 м, на котором было заложено 13 пунктов, расстояния между которыми перед началом исследований были измерены с точностью 0,1 мм. Исследования выполняли по пяти программам: 1) способом подвижной марки; 2) способом измерения малых углов с конечных пунктов створа; 3) способом измерения углов на контролируемых пунктах; 4) объединением 2 и 3 вариантов; 5) методом полигонометрии. Исследования показали, что наивысшая точность определения нестворностей (0,4 мм) получается при выполнении измерений по 4 программе.

3.2. Метод триангуляции и трилатерации

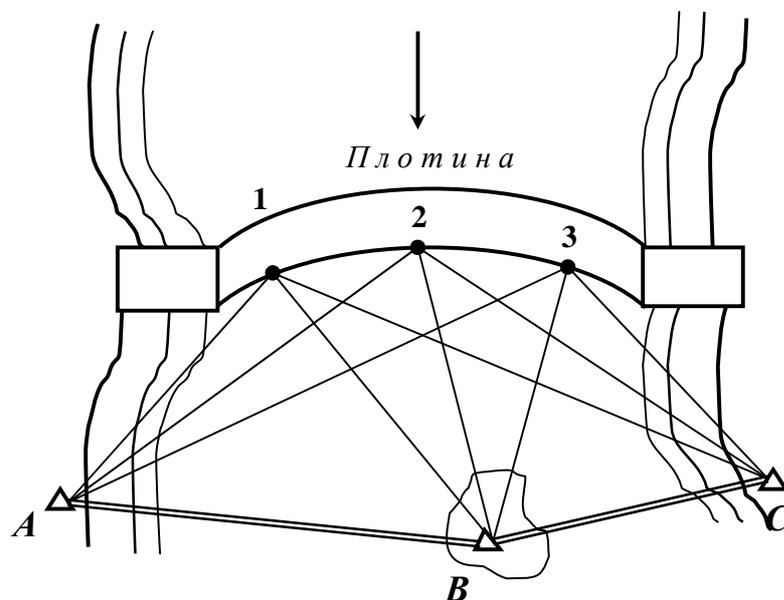


Рис. 14. Определение горизонтальных смещений методом триангуляции или трилатерации

Этот метод (рис. 14) предусматривает периодические определения координат точек 1, 2, 3, ... с геодезических пунктов *A, B, C* ... путём измерения в треугольниках всех трёх горизонтальных углов или длин сторон (с использованием высокоточных дальномеров типа DI 2002). Горизонтальные смещения получают как разность координат в *i*-м и начальном цикле наблюдений.

Другие краткие сведения о классических методах определения горизонтальных смещений с применением параллактического способа по 2-метровой базисной рейке, способа прямых и обратных угловых засечек, а также о различных методах с применением светодальномеров, лазеров, гироскопов и фотограмметрии можно прочесть, например, в упомянутой выше работе [99]. Кроме того отметим, что в работе [97] утверждается, что непрерывные GPS-измерения при контроле устойчивости плотин обеспечивают миллиметровую точность.

Глава 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРЕНА ВЫСОКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ БАШЕННОГО ТИПА

К сооружениям башенного типа относятся: дымовые и вентиляционные трубы, градирни, ректификационные колонны, грануляционные башни, копры над стволами шахт, водонапорные башни, радиотелевизионные антенные опоры, силосные башни и др.

Крен – наиболее характерный показатель общей деформации высокого сооружения. Он возникает из-за неравномерных осадок фундамента, изменения гидрогеологии несущих грунтов, тектонических и техногенных процессов, искривлений верхней части конструкции и других факторов. Существенное влияние на величину и направление крена оказывают ветровые нагрузки и односторонний солнечный нагрев, в результате чего верх сооружения совершает амплитудно-частотные колебания.

Под контролем пространственного положения таких сооружений будем понимать определение отклонения осей и плоскостей сооружения от вертикали, определение абсолютной величины крена и его направления, приращение крена и изменение его направления, скручивание сооружения и др. Подобные деформации вызывают дополнительный момент, который может привести к потере устойчивости сооружения. Поэтому в проектах для высоких сооружений предусматриваются измерения этих деформаций, как при строительстве, так и особенно при их эксплуатации. По результатам таких измерений, при необходимости, могут разрабатываться профилактические меры для устранения активного увеличения крена и сохранения пригодности сооружения.

Существует значительное количество способов определения крена высоких зданий и сооружений башенного типа: по разности отметок осадочных марок, установленных на фундаменте или цокольной части сооружения; способ вертикаль-

ного проектирования хорошо заметной верхней точки сооружения на горизонтальную рейку, закрепленную внизу сооружения; способ измерения горизонтальных углов на верхнюю точку сооружения; способ определения произвольных направлений или магнитных азимутов на образующие сооружения; способ определения прямоугольных координат (способ засечек) некоторой верхней точки сооружения.

Из других менее известных способов определения крена можно отметить способ малых углов, способ горизонтальных и вертикальных углов, способ фоторегистрации, различные способы использования приборов вертикального проектирования. Известны предложения по использованию наклономеров, микроnivelиров, маятниковых кренометров, систем видеоизмерения, телевидения, GPS-приемников и электронных тахеометров.

В работах [2, 4, 9, 14, 17, 20, 61] и ряде других работ приведены некоторые обобщения способов определения деформаций высоких зданий и сооружений башенного типа. Остановимся на наиболее распространенных и разработанных нами новых способах определения крена таких сооружений.

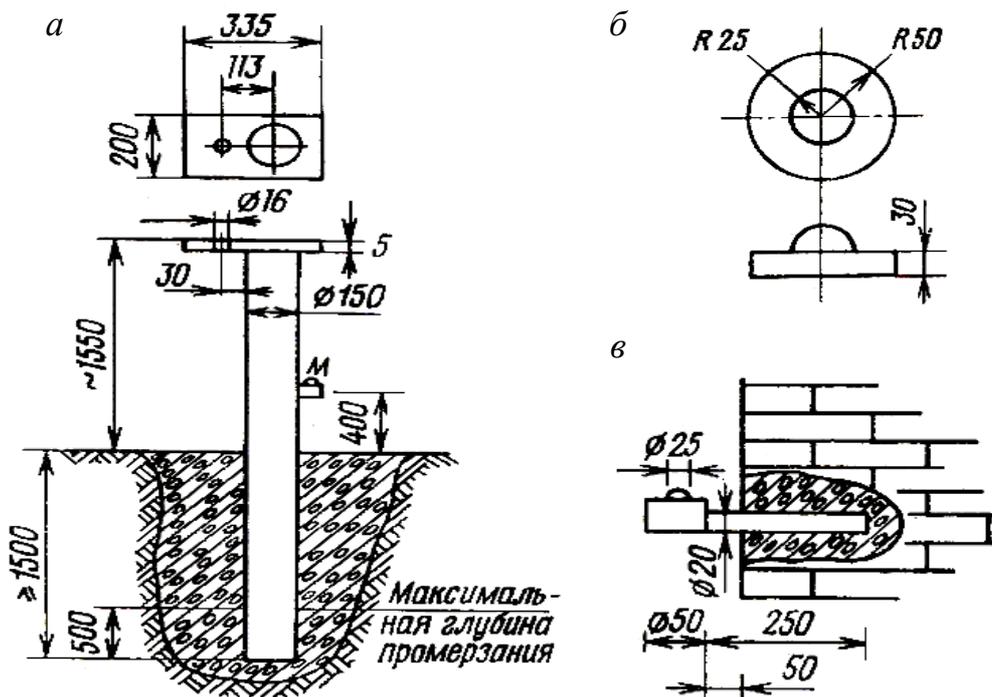


Рис. 15. Конструкция опорного знака (а), осадочной марки (б) и стенного репера (в)

В период строительства и последующей эксплуатации сооружений башенного типа геодезическое обоснование рекомендуется создавать в виде радиальной

системы координат с началом в центре ствола. В состав обоснования входят пункты наблюдений, закрепленные на местности опорными знаками, которые монтируются на осях симметрии ствола.

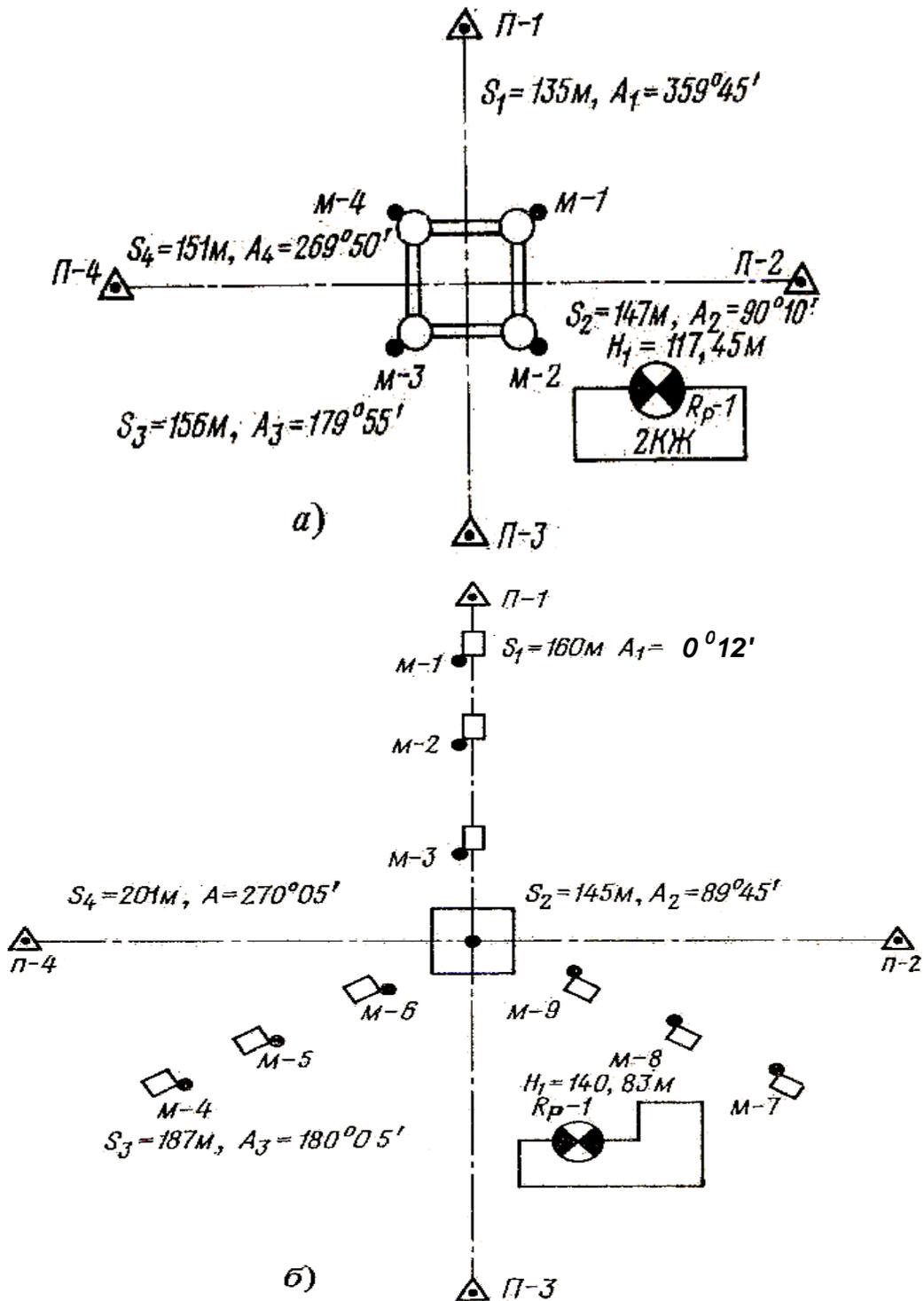


Рис. 16. Пример геодезического планово-высотного обоснования для контроля четырехугольной башни (а) и мачты (б)

Высотное обоснование включает глубинные или стенные реперы. Осадочные марки устанавливаются на фундаменте каждого пояса башни, а на мачтовых опорах – на каждом анкерном фундаменте.

Конструкция опорного знака состоит из металлической трубы диаметром 150-200 мм, закладываемой в грунт на 0,5 м ниже глубины промерзания, но не менее 1,5 м от поверхности земли. Основание трубы в земле бетонируется. На верху трубы приварена пластина толщиной 5 мм с отверстием диаметра 16 мм под становой винт геодезического прибора (рис. 15), что обеспечивает однообразное положение прибора на опорном знаке.

Места установки опорных знаков и реперов определяются по планам будущей застройки и реконструкции территорий, прилегающих к сооружению, а также с учетом их сохранности на весь период эксплуатации этого сооружения.

Плановые пункты рекомендуется закреплять на расстояниях от 1,3 до 2,0 высот ствола. На рис. 16 приведен пример геодезического обоснования для металлических антенных опор сооружений связи в виде четырехугольной башни и мачты (Инструкция по эксплуатации металлических антенных опор радиочастотных и радиотелевизионных передающих станций. М., «Радио и связь», –1983. – 43 с.).

4.1. Способ высокоточного нивелирования

Для осуществления этого способа в цоколе, например, дымовой трубы должно быть установлено не менее четырех осадочных марок **М-1, 2, 3, 4** (рис.17).

После измерения осадок в очередном цикле, на схеме расположения осадочных марок сооружения проводят линии равных осадок (рис. 17) и по максимальной разности осадок вычисляют значение прироста крена ΔK по формуле:

$$\Delta K = \frac{\Delta SH}{D}, \quad (14)$$

где ΔS – максимальная разность осадок по диаметру сооружения; H – высота сооружения; D – диаметр сооружения.

Направление прироста крена перпендикулярно к линиям равных осадок фундамента. Произведя векторное сложение крена трубы до прироста с величиной прироста ΔK , получают направление и величину общего крена трубы за время, прошедшее между первым и выполненным циклом наблюдений.

Если на схеме расположения осадочных марок провести линии равных осадок между начальным и последним циклами наблюдений, то по приведенной выше методике можно сразу получить величину и направление крена между первым и последним циклом наблюдений.

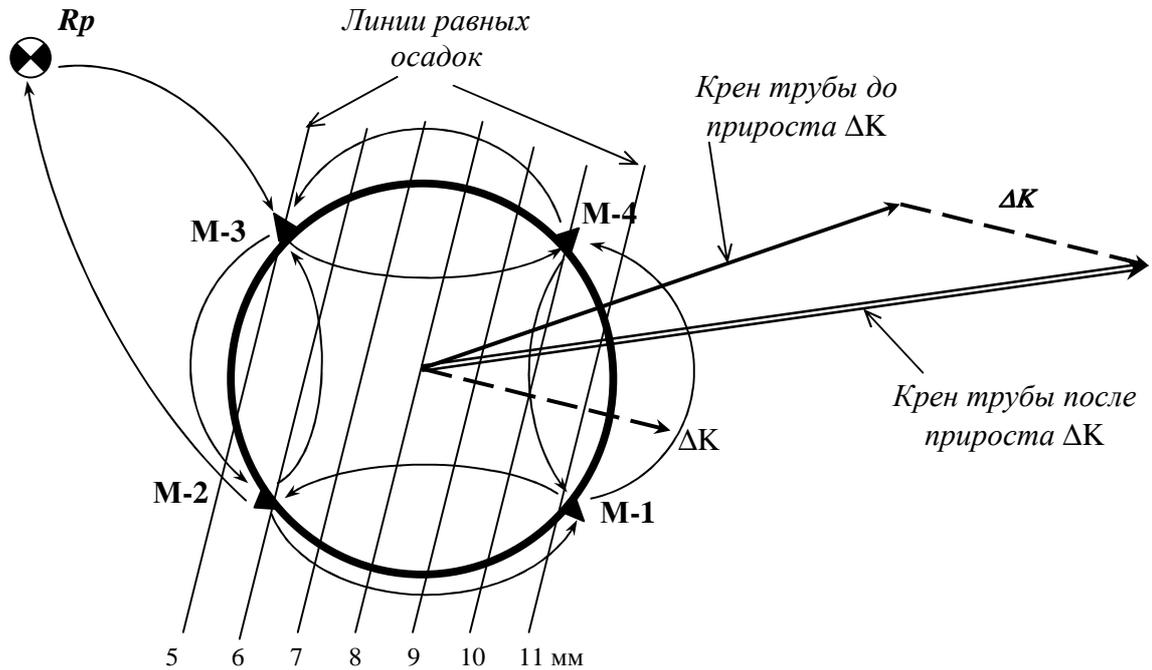


Рис. 17. Определение направления и прироста крена трубы по осадкам её фундамента

Ошибка определения прироста крена данным способом составляет в среднем 1 см при определении разности осадок с точностью 1 мм.

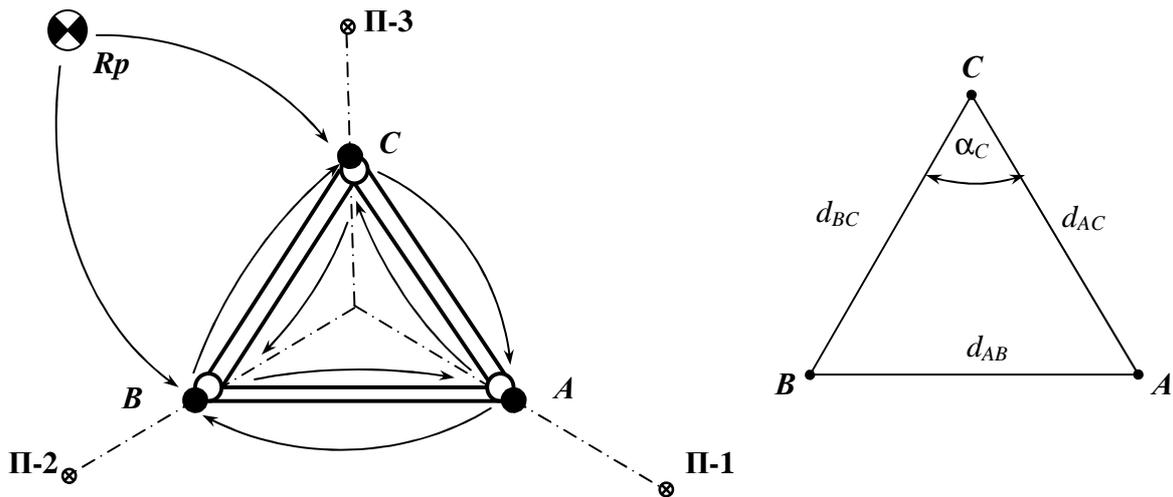


Рис. 18. Схемы к определению крена башни по трем осадочным маркам

Этим способом можно выявлять только прирост или крен между двумя циклами наблюдений, а не фактическую его величину, складывающуюся из величины крена до начального цикла наблюдений и последующих результатов наблюдений, поэтому он рекомендуется как контрольный, дополняющий основные способы.

Для башенного сооружения треугольной формы будет заложено в фундаменте опор всего три осадочных марки A , B и C (рис. 18), измеренное расстояние между которыми составляет соответственно d_{AB} , d_{BC} и d_{AC} . В этом случае для определения прироста крена можно использовать описанный выше способ линий равных осадков.

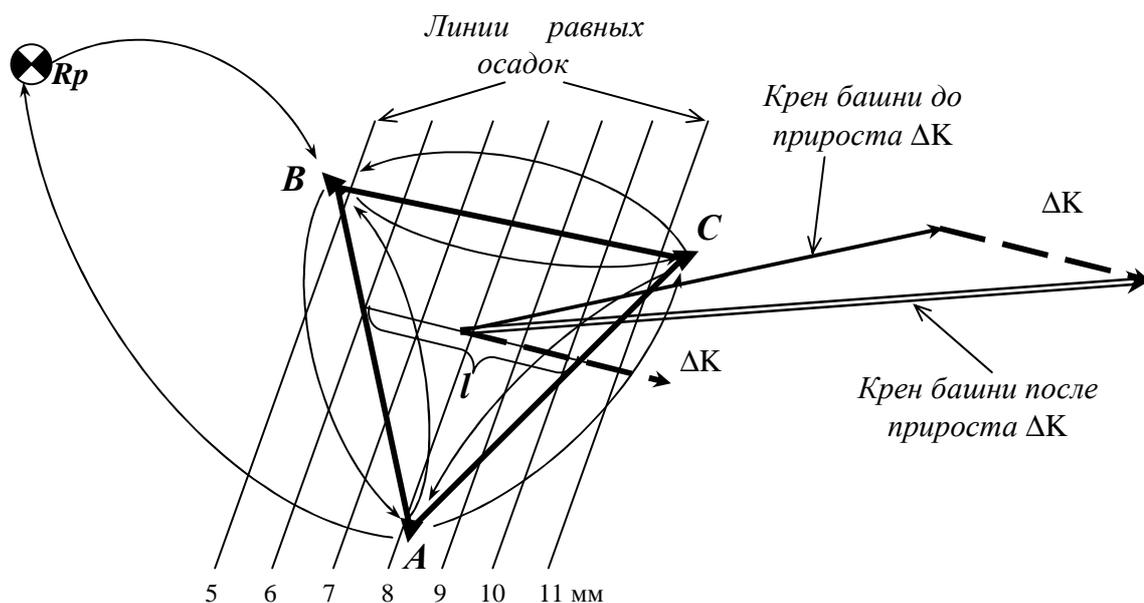


Рис. 19. Определение направления и прироста крена башни треугольной формы по осадкам её фундамента

После измерения осадок в очередном цикле, на схеме расположения осадочных марок башни проводят линии равных осадков (рис. 19) и по максимальной разности осадок вычисляют значение прироста крена ΔK по формуле

$$\Delta K = \frac{\Delta S H}{l}, \quad (15)$$

где ΔS – максимальная разность осадок по направлению перпендикулярному к линиям равных осадок; H – высота сооружения; l – длина прямой проходящей через ортоцентр сооружения перпендикулярно к линиям равных осадок.

Следует обратить внимание читателя на достоверность предлагаемого аналитического решения задачи определения прироста крена, приведенное в работе (Квасневский В.А. Определение кренов сооружений по трем осадочным маркам // Геодезическое обеспечение строительства. – М., 1987. – С. 111–113). В ней говорится, что если за период между первым и последующим циклом наблюдений

осадочные марки A , B и C претерпели осадку соответственно h_A , h_B и h_C , то угол γ крена сооружения за рассматриваемый период автор цитируемой работы предлагает вычислять по формуле

$$tg\gamma = \frac{\sqrt{\left(\frac{h_A}{d_{AC}}\right)^2 + \left(\frac{h_B}{d_{BC}}\right)^2 - 2\left(\frac{h_A}{d_{AC}}\right)\left(\frac{h_B}{d_{BC}}\right)\cos\alpha_C}}{\sin\alpha_C}, \quad (16)$$

где угол α_C определяется по теореме косинусов по величине расстояний между марками.

При расположении осадочных марок A , B , C в вершинах равностороннего треугольника имеем $d_{AB} = d_{BC} = d_{AC} = d$ и угол $\alpha_C = 60^\circ$. Тогда формула (16) примет вид:

$$tg\gamma = \frac{2\sqrt{h_A^2 + h_B^2 - h_A h_B}}{d\sqrt{3}}, \quad (17)$$

где $tg\gamma = \Delta S/l = \Delta K/H$ – относительная величина крена; d – длина стороны треугольника ABC . Однако в этой формуле отсутствует h_C , поэтому при различных значениях $h_C = 0$ и $h_C = \infty$ будем получать одно и то же значение $tg\gamma$, что подвергает сомнению правомерность формулы (16).

Добавим, что другой аналитический путь решения этой задачи можно найти, например, в работе [9], где показано что в случае нивелирования трех марок A , B и C , по их условным координатам и величинам полученных осадок можно найти значения параметров, по которым вычисляют угол крена, полный крен и его направление.

В общем виде решение поставленной задачи может выглядеть следующим образом. Пусть на плоскости даны три точки с пространственными координатами x , y и z , то есть $M_1(x_1, y_1, z_1)$, $M_2(x_2, y_2, z_2)$ и $M_3(x_3, y_3, z_3)$. Введём два вектора M_3M_1 и M_3M_2 :

$$\begin{aligned} M_3M_1 &= \{x_3 - x_1, y_3 - y_1, z_3 - z_1\}, \\ M_3M_2 &= \{x_3 - x_2, y_3 - y_2, z_3 - z_2\}, \end{aligned}$$

тогда нормальный вектор к этой плоскости n будет равен:

$$n = [M_3M_1, M_3M_2] = \{n_1, n_2, n_3\}$$

или в пространственных координатах x , y , z имеем:

$$n_1 = \begin{vmatrix} y_3 - y_1 & z_3 - z_1 \\ y_3 - y_2 & z_3 - z_2 \end{vmatrix}, n_2 = - \begin{vmatrix} x_3 - x_1 & z_3 - z_1 \\ x_3 - x_2 & z_3 - z_2 \end{vmatrix}, n_3 = \begin{vmatrix} x_3 - x_1 & y_3 - y_1 \\ x_3 - x_2 & y_3 - y_2 \end{vmatrix}. \quad (18)$$

Предположим, что пространственные координаты точек изменились относительно своих первоначальных значений и стали $M'_1(x'_1, y'_1, z'_1)$, $M'_2(x'_2, y'_2, z'_2)$ и $M'_3(x'_3, y'_3, z'_3)$. По аналогии с предыдущим получим новый нормальный вектор

$$n' = [M'_3M'_1, M'_3M'_2] = \{n'_1, n'_2, n'_3\}$$

или в пространственных координатах x, y, z будем иметь:

$$n'_1 = \begin{vmatrix} y'_3 - y'_1 & z'_3 - z'_1 \\ y'_3 - y'_2 & z'_3 - z'_2 \end{vmatrix}, n'_2 = - \begin{vmatrix} x'_3 - x'_1 & z'_3 - z'_1 \\ x'_3 - x'_2 & z'_3 - z'_2 \end{vmatrix}, n'_3 = \begin{vmatrix} x'_3 - x'_1 & y'_3 - y'_1 \\ x'_3 - x'_2 & y'_3 - y'_2 \end{vmatrix}.$$

Теперь можно определить косинус угла γ между нормальными векторами n и n' как частное от деления скалярного произведения этих векторов на произведение их модулей:

$$\cos \gamma = \frac{(n, n')}{|n||n'|} = \frac{n_1 n'_1 + n_2 n'_2 + n_3 n'_3}{\sqrt{n_1^2 + n_2^2 + n_3^2} \sqrt{n_1'^2 + n_2'^2 + n_3'^2}}. \quad (19)$$

Таким образом, если количество точек равно 3, задача имеет очевидное решение. Однако, если число точек больше, например, 4 (см. рис. 17) то хорошим приближением к идеалу дает метод "средних по тройкам". В этом случае перебираются все сочетания по 3 из имеющихся n точек. Для каждой тройки вычисляются параметры нормального вектора и затем найденные параметры осредняются.

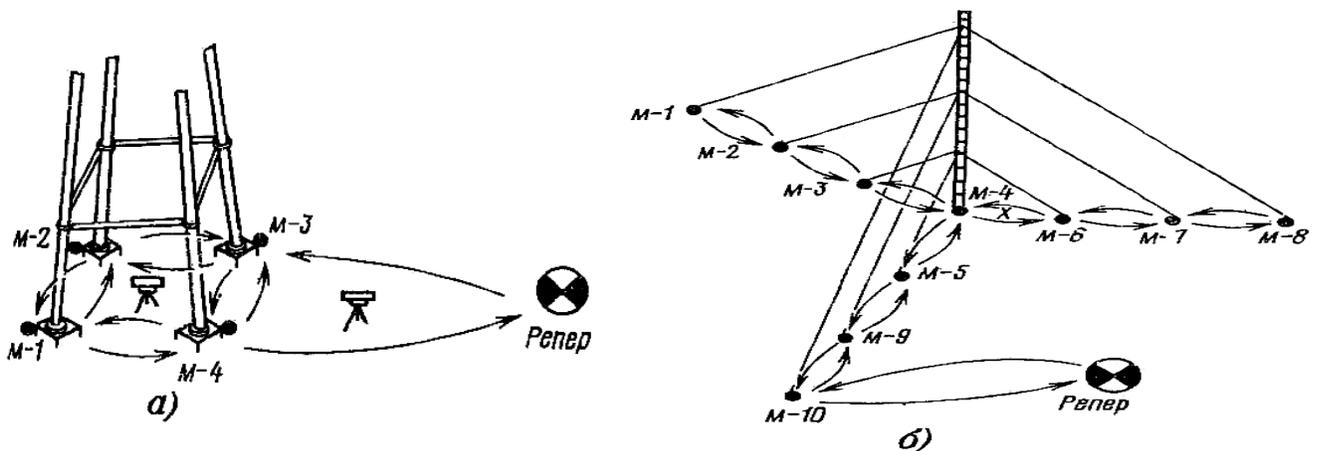


Рис. 20. Типовая схема нивелирных ходов при контроле осадок фундаментов башни (а), ствола и анкерных фундаментов мачты (б)

Добавим, что предельно допустимая величина изменения отметок фундаментов для башен четырехугольной формы не должна превышать 0,001 расстояния между смежными фундаментами поясов, а для мачт – 30 мм для фундаментов ствола и анкеров оттяжек (Инструкция по эксплуатации металлических антенных опор радиоцентров и радиотелевизионных передающих станций. М., «Радио и связь», –1983. – 43 с.).

Крен здания по любому выбранному направлению можно определять по результатам наблюдений за осадочными марками, закрепленными на фундаменте или цокольной части сооружения.

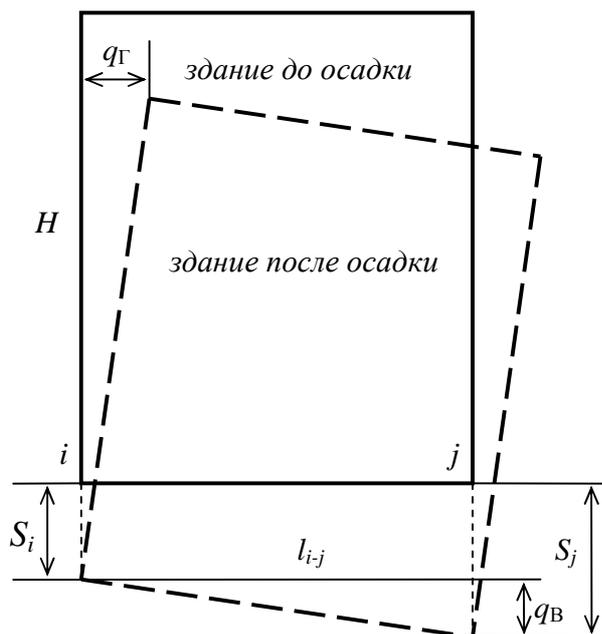


Рис. 21. Определение крена по результатам нивелирования точек на фундаменте сооружения

Крен сооружения по выбранному направлению может быть выражен двумя составляющими: вертикальной и горизонтальной. Вертикальная составляющая равна разности осадок двух крайних точек i и j , расстояние между которыми равно l_{i-j} , то есть: $q_{В} = S_i - S_j$. Горизонтальная составляющая $q_{Г}$ представляет собой отклонение от вертикали верхней точки сооружения на высоте H , то есть $q_{Г} = (q_{В}H) : l_{i-j}$.

Более полную картину крена сооружения можно получить, проведя на схеме расположения осадочных марок линии равных осадок (рис. 17).

В работе [5] значения осадок представляются в виде линейного уравнения регрессии как функции плановых координат наблюдаемых осадочных марок с последующим определением величины и направления крена сооружения.

4.2. Способ вертикального проектирования

Под этим способом понимается вертикальное проектирование визирным лучом теодолита хорошо заметной верхней точки сооружения, например, на горизонтальную рейку, закрепленную внизу сооружения.

Проектирование в каждом цикле осуществляется теодолитом с двух опорных пунктов **1** и **2** по двум взаимно перпендикулярным направлениям и при двух положениях вертикального круга теодолита (рис. 22).

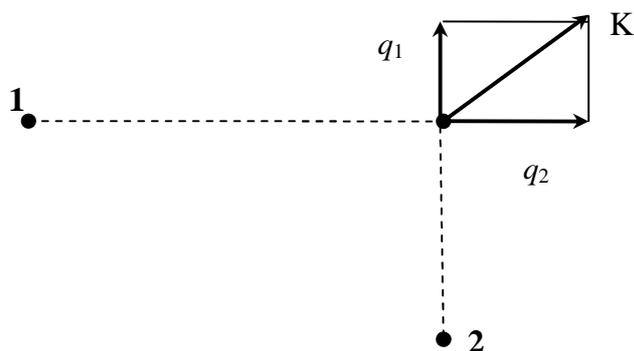


Рис. 22. Схема определения крена способом вертикального проектирования наклонным визирным лучом

Периодически снося эту точку вниз и отмечая её проекции, определяют увеличение крена от цикла к циклу. Величину K полного крена можно найти по формуле

$$K = \sqrt{q_1^2 + q_2^2} , \quad (20)$$

где q_1 и q_2 – векторы крена, определенные соответственно с пунктов **1** и **2**.

Следует сказать, что точность способа вертикального проектирования наклонным визирным лучом зависит только от точности взятия отсчётов по рейкам, на которую главное влияние оказывает отклонение основной оси теодолита от вертикали.

Для устранения этого влияния рекомендуется поступать следующим образом [6]. Если теодолит имеет компенсатор углов наклона, то вначале приводят прибор в рабочее положение по уровню. Затем, закрепив зрительную трубу, направляют её параллельно двум подъёмным винтам подставки и берут отсчёт по вертикальному кругу.

Поворачивают трубу на 180° и вновь берут отсчёт по вертикальному кругу. Если отсчёты не равны между собой, то с помощью этих двух подъёмных винтов устанавливают на вертикальном круге средний отсчёт, поворачивают трубу на 180° и проверяют, сохранился ли этот средний отсчёт. Если нет, то действия по-

вторяют, добиваясь равенства показаний вертикального круга. Повернув трубу на 90° , выполняют те же операции с помощью третьего подъёмного винта. Теперь при любой ориентировке зрительной трубы отсчёт по вертикальному кругу должен оставаться неизменным.

Если теодолит не имеет компенсатора углов наклона, но снабжен уровнем на зрительной трубе, то вначале приводят прибор в рабочее положение по установочному уровню. Ориентируют трубу по некоторому направлению, приводят пузырёк уровня при трубе в нуль-пункт и отмечают (на стене, рейке, вешке и т. п.) положение перекрестия сетки нитей трубы. Поворачивают трубу на 90° , приводят пузырёк уровня при трубе в нуль-пункт и вновь отмечают положение перекрестия сетки нитей. Затем, оставив трубу закрепленной, визируют попеременно на эти метки и добиваются с помощью подъёмных винтов совпадения перекрестия сетки с обеими метками.

Наличие цифровых фотоаппаратов, совместимых с персональным компьютером и программ редактирования фотографических изображений, ArchiCAD 11, 12, 15 и др. позволяет рекомендовать различные варианты фотографического способа геодезического контроля пространственного положения строительных конструкций в сочетании со способом вертикального проектирования.

Так, например, для контроля вертикальности высоких зданий и сооружений башенного типа достаточно сфотографировать это сооружение и вывести его изображение на экран монитора ПК. При этом необходимо решить две задачи. Во-первых, на снимке должна присутствовать вертикальная так называемая референтная линия, от которой будут производиться все необходимые измерения. И, во-вторых, снимок должен быть масштабирован для получения результатов измерений в метрической системе единиц (метры, сантиметры или миллиметры).

Референтной прямой принято называть линию, которая с достаточной степенью точности совмещена (или ориентирована с известными параметрами переноса) с осями выверяемого объекта [19]. Референтная прямая может быть как реальной, так и воображаемой. Например, определение крена дымовой трубы способом направлений предусматривает определение отклонения оси трубы от воображаемой вертикальной линии. Такой же воображаемой может быть горизонтальная линия при нивелировании, например, подкрановых путей мостового крана с целью проверки их горизонтальности или использование так называемого фотограмметрического створа при проверке прямолинейности этих путей.

Формирование реальных референтных прямых может осуществляться способом струнного створа, оптического створа, лучевого створа. Здесь в качестве створной линии используется в первом случае тонкая стальная проволока (леска, шпагат), во втором – визирный луч зрительной трубы теодолита (нивелира, или другого оптического устройства), либо прямая линия задаётся осью ориентированного пучка световых лучей (в частности, осью лазерного пучка).

В работах [11, 19, 48, 52, 85, 86 и др.] показаны примеры формирования горизонтальных референтных прямых механическим, оптическим, лучевым и фотограмметрическим способами с целью геодезического контроля прямолинейности и соосности строительных конструкций.

Что касается вертикальной референтной прямой, то в качестве её может служить нить свободно подвешенного шнурового отвеса, от которой производят все необходимые измерения. Так, например (рис. 23), если рядом с колонной подвесить отвес и сфотографировать колонну вместе с нитью отвеса, то, измерив на снимке расстояния от отвеса до оси колонны сверху и внизу, можно определить её крен. Масштабировать снимок можно по известной ширине колонны.

Другой способ формирования референтной прямой предусматривает использование приборов вертикального проектирования, таких как FG-L100 (прибор оптический) и LV1 (прибор лазерный).

При строительстве сооружений в качестве вертикальной референтной прямой может служить трос лебёдки строительного крана (рис. 24) с грузом на конце. С увеличением масштаба снимка этот трос четко различим на фотографии. По команде наблюдателя трос может быть установлен в требуемое положение относительно сооружения. Масштабирование снимков может осуществляться, например, по известным размерам элементов этого сооружения.

Одним из способов формирования референтной прямой может служить нить шнурового отвеса, расположенного



Рис. 24. Трос лебёдки как референтная прямая

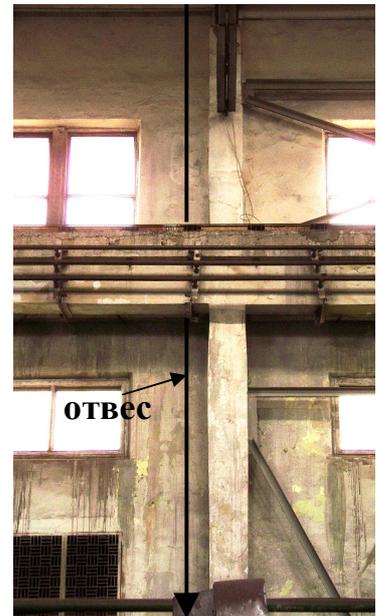


Рис. 23. Отвес как референтная прямая

перед объективом фотоаппарата. Проведенные исследования (Огурцов М.С., Усманов М.А.О возможности использования шнурового отвеса в качестве вертикальной референтной прямой // Сборник трудов аспирантов и магистрантов. Т. 1.– Н. Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2014. – С.168–172.) показывают, что формируемая с помощью отвеса референтная прямая должна располагаться по оси контролируемого элемента сооружения или находиться в непосредственной близости от

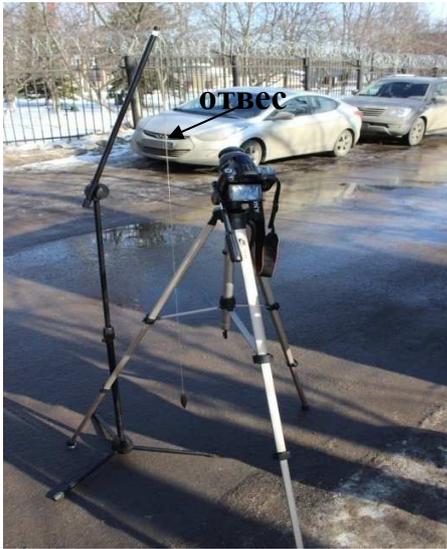


Рис. 25. Отвес перед объективом

В общем виде референтную линию можно получить следующим образом. Покажем это на примере дымовой трубы [77, 78]. Устанавливают теодолит в точке **1** (рис. 27а) и производят вертикальное проектирование хорошо заметной верхней точки **М** на горизонтальную нивелирную рейку, закрепленную внизу трубы (рис. 27б). Фиксируют на рейке отсчёт **М'**. Затем сооружение фотографируют так, чтобы на фотографии были четко видны точка **М** и рейка.

Эту фотографию выводят на экран монитора и на ней проводят линию, соединяющую точки **М** и **М'** (рис. 27б). В дальнейшем все измерения можно производить от этой линии или от произвольной линии **АВ** ей параллельной.

Измерения заключаются в определении расстояний от референтной линии **АВ** до левого и правого края образующей трубы в верхнем $l_{\text{в}}$, $l'_{\text{в}}$, нижнем $l_{\text{н}}$, $l'_{\text{н}}$ и любых других промежуточных сечений трубы 1, 2, 3 ... Нивелирная рейка, помимо прочего, служит для масштабирования снимка. Сами измерения l_i можно производить с помощью обычной линейки с миллиметровыми делениями, с помощью горизонтальной линейки на экране мо-

неё и как можно дальше от объектива фотокамеры.

Ниже приведены две фотографии телебашни и нити отвеса (Рис. 26). Одна фотография выполнена при нормальном расположении сооружения, другая – специально выполнена при наклонном расположении изображения.

Измеренные расстояния от отвеса до оси башни поверху и понизу в обоих случаях оказались попарно равными между собой. Это является одним из достоинств способа формирования с помощью отвеса вертикальной референтной прямой.

Другой отличительной особенностью этого способа является его универсальность и возможность получения максимума информации о пространственном положении как самого сооружения, так и любого его элемента.



Рис. 26 . Фотография с отвесом перед объективом

нитора или, при наличии программы редактирования фотографических изображений, с помощью стрелки-курсора.

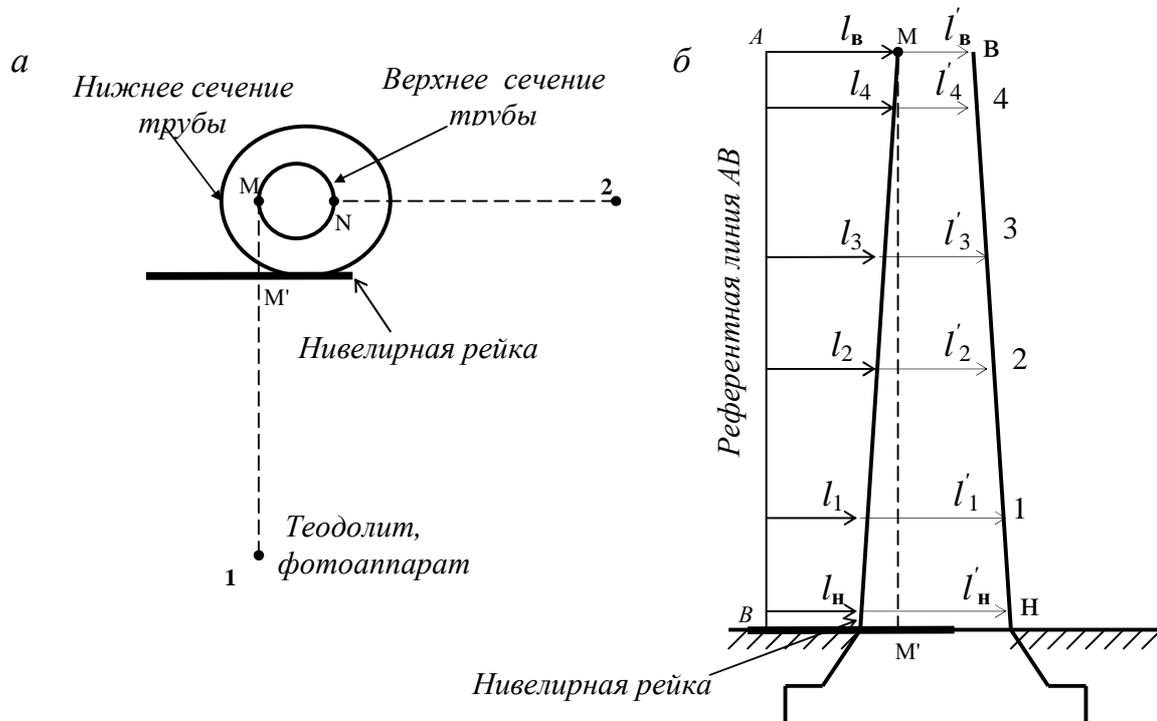


Рис. 27. Пример формирования вертикальной референтной линии

Для каждого сечения вычисляют расстояние от референтной линии до центра трубы $l_{иц}$ по формуле

$$l_{иц} = l_i + 0,5(l'_i - l_i). \quad (21)$$

Сравнивая полученные расстояния между собой можно судить о крене трубы и об отклонениях её оси от вертикали по направлению перпендикулярному направлению фотографирования. Для получения полного крена трубы и его направления надо все действия повторить с точки **2**.

Покажем методику вертикального проектирования применительно для башен треугольной формы путём определения линейных смещений $q_{1,2,3}$ вершин верхнего треугольника *abc* с соответствующих осей сооружения [61].

Так, линейные смещения q_1 , q_2 и q_3 (рис. 28) могут быть определены непосредственно способом вертикального проектирования теодолитом точек *a*, *b* и *c* верхнего треугольника на горизонтальные рейки, закрепленные в точках *A*, *B* и *C* нижнего треугольника. Причем, если смещения точек *a*, *b* и *c* происходят по часовой стрелке, то q_i будут считаться положительными, если против часовой

стрелки – отрицательными. Так на рис. 28 смещения q_1 и q_2 положительные, а q_3 – отрицательное.

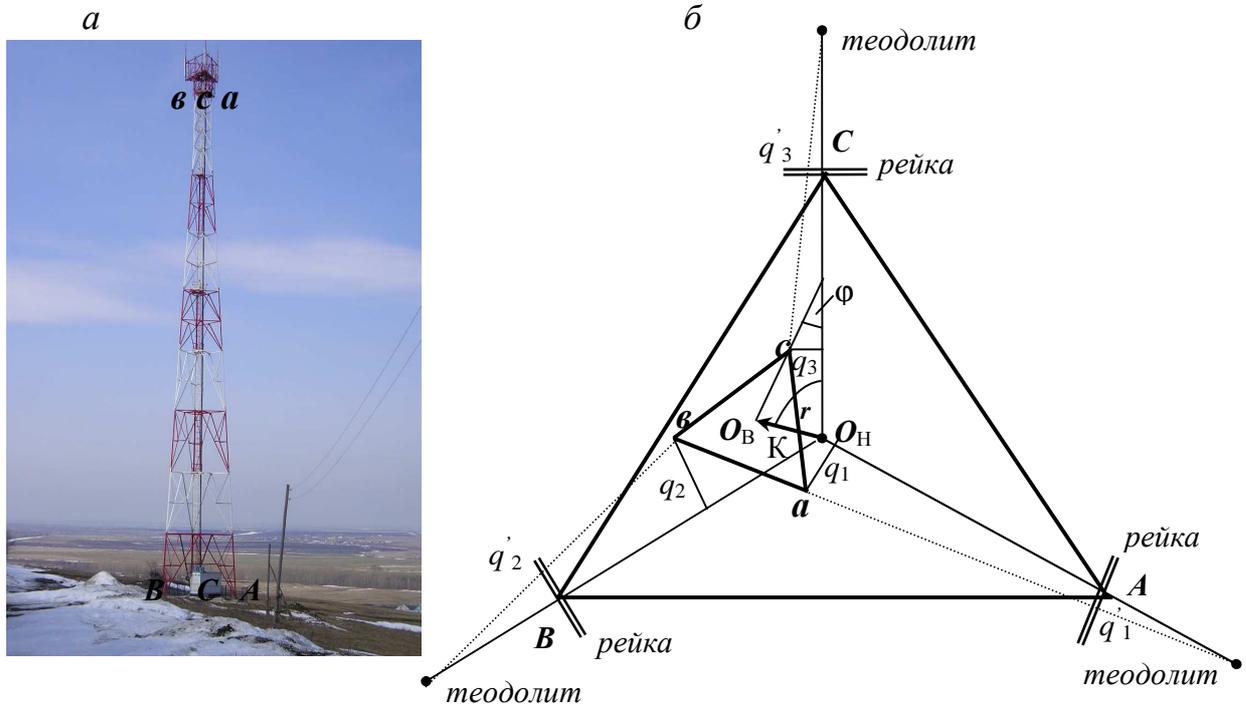


Рис. 28. Башня треугольной формы (а) и схема вертикального проектирования наклонным визирным лучом (б)

В результате линейных смещений нижний O_H и верхний O_B ортоцентры треугольников не будут находиться на одной вертикали. Смещение O_B относительно O_H характеризует величину крена K башни и его направление, а угол φ между соответствующими медианами верхнего $авс$ и нижнего $АВС$ треугольников является углом скручивания башни (рис. 28).

Строго говоря, вычислять линейные смещения $q_{1,2,3}$ следует по формуле

$$q = q' \left(1 + \frac{l}{L} \right), \quad (22)$$

подставляя в неё соответствующие значения отсчётов по рейкам $q'_{1,2,3}$, расстояний $L_{1,2,3}$ от теодолита до реек и расстояний $l_{1,2,3}$ от реек до визируемых точек $а$, $в$ и $с$ (рис. 29).

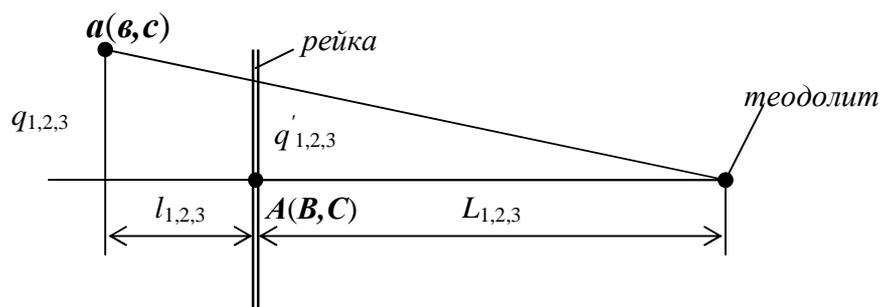


Рис. 29. Схема к определению линейного смещения способом вертикального проектирования

На основании формулы (22) получим в общем виде среднюю квадратическую ошибку m_q определения линейного смещения:

$$m_q = \left(1 + \frac{l}{L}\right) m_{q'} \quad (23)$$

где $m_{q'}$ – точность отсчёта по рейке, которая зависит, в основном, от точности приведения оси вращения алидады теодолита в отвесное положение.

Исследуем степень влияния отношения l/L на ошибку m_q при различных расстояниях L_i от теодолита до рейки от $1,0H$ до $3,0H$ для башни высотой $H = 72,5$ м. Результаты расчётов по формуле (23) приведены в табл. 2 для расстояний l_i между точками Aa, Bb, Cc от 2,6 м до 6,6 м при проектном расстоянии 4,6 м и средней квадратической ошибке отсчёта по рейке $m_{q'} = 5$ мм.

Т а б л и ц а 2

Ошибки m_q в зависимости от L_i и l_i

$L_i, \text{ м}$	$m_q, \text{ мм}$				
	2,6 м	3,6 м	4,6 м	5,6 м	6,6 м
1,0H(72,5)	5,0	5,2	5,3	5,4	5,5
1,5H(108,8)	5,1	5,2	5,2	5,3	5,3
2,0H(145,0)	5,1	5,1	5,2	5,2	5,2
2,5H(181,2)	5,1	5,1	5,1	5,2	5,2
3,0H(217,5)	5,1	5,1	5,1	5,1	5,2

Данные табл. 2 свидетельствуют, что изменение расстояний l_i между точками Aa , Bb , Cc даже на 2 м от проектного 4,6 м практически не оказывает влияния на величину m_q . Поэтому в формуле (22) отношением $1/L$ можно пренебречь.

По значениям линейных смещений q_1 , q_2 и q_3 можно определить крен, его направление и угол скручивания башни различными способами: графическим, аналитическим и графо-аналитическим.

• **Графический способ** (рис. 30) определения величины и направления крена башни треугольной формы заключается в следующем [54].

Отложив от осей башни в крупном масштабе соответствующие отрезки q_1 , q_2 и q_3 , проводят линии, параллельные осям башни. Точки пересечения этих линий сформируют равносторонний треугольник $a'v'c'$, ортоцентр которого O_B совпадает с ортоцентром верхнего треугольника башни abc . Отрезок $O_H O_B$ будет соответствовать величине крена K башни, а угол r (румб) – направлению крена относительно оси X условной системы прямоугольных координат $XO_H Y$.

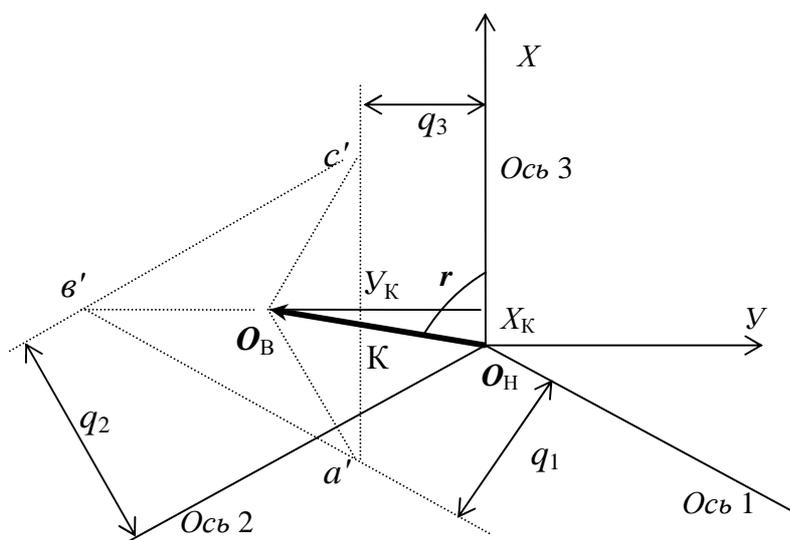


Рис. 30. Графический способ определения величины и направления крена башни треугольной формы

• **Аналитический способ** основан на использовании упомянутой выше (рис. 30) условной системы координат $XO_H Y$, в которой ось абсцисс совпадает с одной из осей башни. Тогда $K = \sqrt{X_K^2 + Y_K^2}$, а по значениям координат X_K и Y_K можно вычислить румб r или дирекционный угол направления крена в этой условной системе координат. В результате теоретических исследований [12, 62] установлено:

$$X_K = \frac{q_2 - q_1}{\sqrt{3}}, \quad Y_K = \frac{-q_1 - q_2 + 2q_3}{3}, \quad (24)$$

$$K = \frac{2}{3} \sqrt{q_1^2 + q_2^2 + q_3^2 - q_1 q_2 - q_1 q_3 - q_2 q_3}, \quad (25)$$

$$\operatorname{tgr} = \frac{Y}{X} = \frac{-q_1 - q_2 + 2q_3}{\sqrt{3}(q_2 - q_1)}, \quad (26)$$

причем, в эти формулы необходимо подставлять $q_{1,2,3}$ со своим знаком «плюс» или «минус», о чем было сказано выше.

Если $q_1 = q_2 = q_3$, то $K = 0$, $X_K = 0$, $Y_K = 0$, то есть крен башни отсутствует, а имеет место только её скручивание. При $q_1 = q_2 = q_3 = 0$ нет ни крена ни скручивания.

В качестве румба r , определяемого по формуле (20), фигурирует острый угол, отсчитываемый от оси OC (рис. 31) в зависимости от знаков числителя и знаменателя этой формулы. Здесь могут встретиться четыре случая.

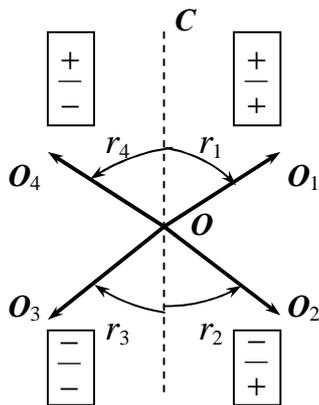


Рис. 31. Направление крена башни

Так, если числитель и знаменатель имеют оба знак «плюс», то направление крена составляет угол r_1 с осью башни OC . Если числитель со знаком «минус», а знаменатель со знаком «плюс», то направление крена под углом r_2 . При отрицательных числителе и знаменателе угол крена r_3 . При положительном числителе и отрицательном знаменателе угол крена r_4 .

Для отличия одного румба от другого, примем OC за условное направление на север. Тогда (по аналогии с обратной геодезической задачей) r_1 будет иметь название «северо-восток» (СВ), r_2 – «юго-восток» (ЮВ), r_3 – «юго-запад» (ЮЗ), r_4 – «северо-запад» (СЗ).

Оценка точности определения румба может осуществляться по формуле

$$m_{\operatorname{tgr}} = m_q \sqrt{3} \frac{K}{(q_B - q_A)} \quad (27)$$

• **Графо-аналитический способ** предусматривает построение (в крупном масштабе) полигона $O_H-1-2-3$, стороны которого равны величинам $q_{1,2,3}$ смещений, а направления этих сторон перпендикулярны соответствующим осям сооружения (рис. 32).

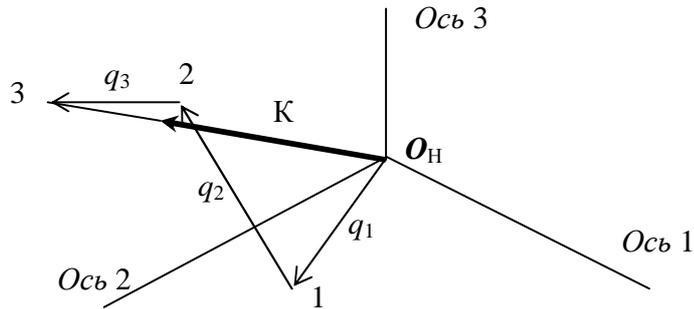


Рис. 32. Определение направления крена путем построения полигона

• **Угол скручивания башни φ** представляет собой угол между соответствующими медианами (рис. 28) или соответствующими сторонами нижнего ABC и верхнего abc треугольников.

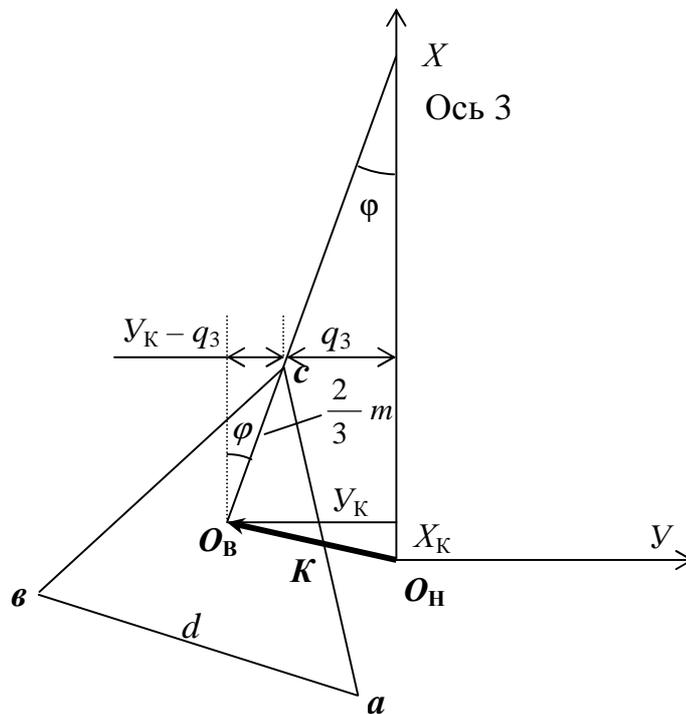


Рис. 33. Схема к определению угла скручивания башни

Угол φ скручивания башни (рис. 33) можно определить из выражения $\sin\varphi = (Y_K - q_3) : \frac{2}{3}m$, где $m = \frac{d\sqrt{3}}{2}$ – медиана верхнего треугольника abc , сто-

рона которого равна d . Подставив вместо U_K его значение из формулы (24), получим в общем виде следующую формулу

$$\sin \varphi = \frac{q_1 + q_2 + q_3}{d\sqrt{3}}, \quad (28)$$

где d – длина стороны верхнего треугольника abc . В эту формулу необходимо подставлять $q_{1,2,3}$ со своими знаками «плюс» или «минус».

Полученное по формуле (28) положительное значение угла φ означает скручивание башни по часовой стрелке, отрицательное – против часовой стрелки.

Оценка точности определения угла скручивания башни может осуществляться по формуле

$$m_{\sin \varphi} = \frac{m_q}{d}. \quad (29)$$

Теоретические основы определения крена и скручивания сооружений башенного типа треугольной формы подтверждены результатами знакового моделирования, включающего геометрическую интерпретацию крена и скручивания башни с последующим математическим моделированием [13]. Сравнение результатов, получаемых графическим и аналитическим способами показало, что точность графического способа составляет 0,2 мм и 20' при линейных и угловых измерениях соответственно.

Для определения крена сооружения башенного типа треугольной формы можно использовать описанный выше фотографический способ в сочетании с вертикальным проектированием (Мамонов В. Н. О возможности применения цифровой фотографии для контроля вертикальности сооружений башенного типа треугольной формы. Сб. трудов аспирантов, магистрантов и соискателей. Том 2. / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н.Новгород, –2012, – С. 224-227).

Устанавливают теодолит на некотором расстоянии от башни и производят вертикальное проектирование наклонным визирным лучом теодолита при двух положениях вертикального круга хорошо заметной верхней точки M_B сооружения на горизонтальную нивелирную рейку, закрепленную внизу сооружения. Фиксируют на рейке отсчет M_H (рис. 34). Затем сооружение фотографируют так, чтобы на фотографии были четко видны точка M_B и рейка, которая в дальнейшем служит для масштабирования снимка. Эту фотографию выводят на экран монитора, где воображаемая линия $M_B M_H$ будет являться референтной.

Программа редактирования фотографических изображений предусматривает наличие прямоугольной системы координат, пользовательское начало которой (0,0) может быть установлено в любой, например, в левой верхней точке снимка.

Осью x является левый край снимка, а осью y – его верхний край. Подводя последовательно стрелку-курсор к точкам M_B и M_H , сразу читают на экране монитора значения расстояний y_B и y_H в некоторых условных единицах. Если эти расстояния одинаковы, то ось x (условная референтная линия) параллельна $M_B M_H$.

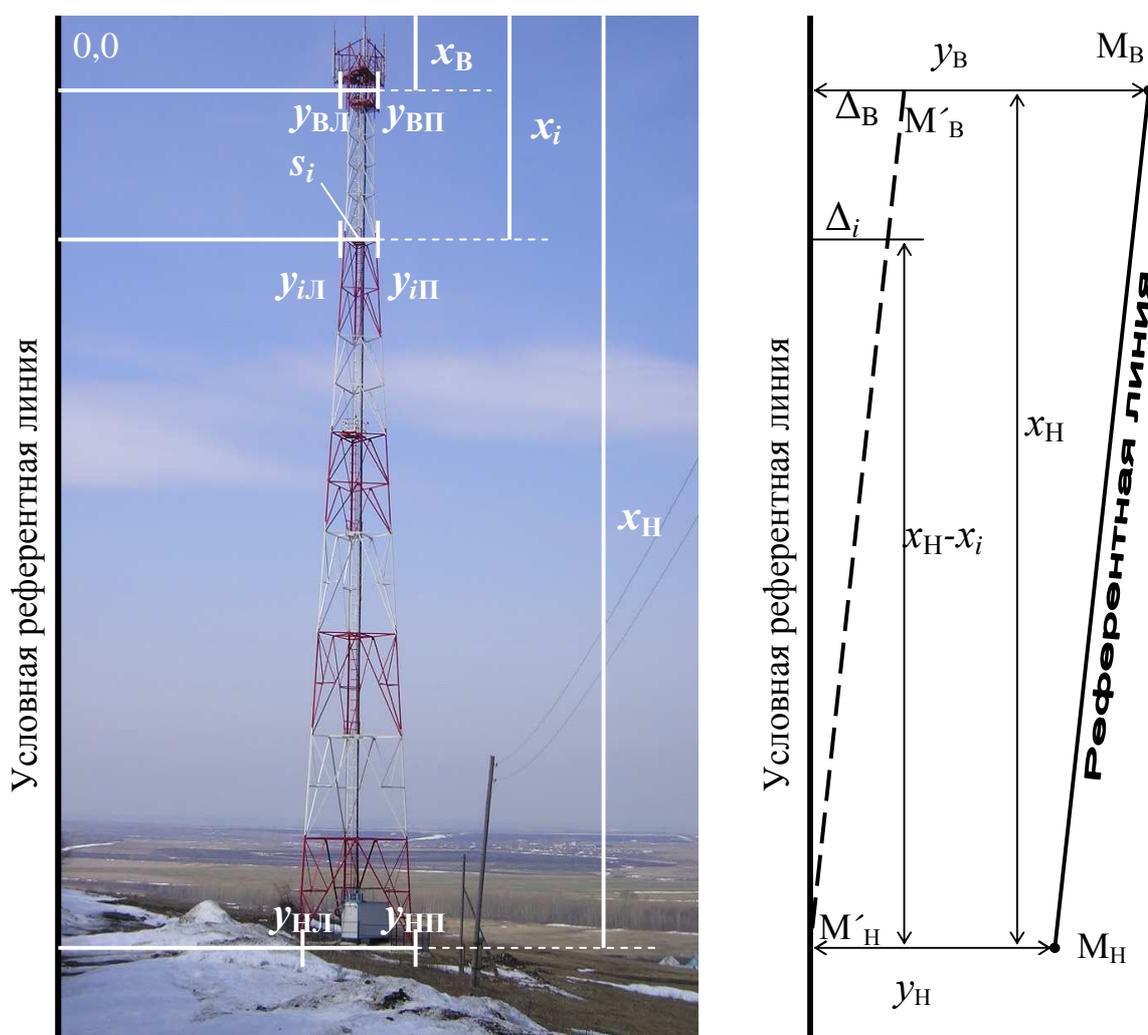


Рис. 34. Схема формирования и использования референтной линии

В дальнейшем все измерения производят от осей x и y . Измерения заключаются в определении расстояний от условной референтной линии до левого и правого края башни в верхнем $y_{ВЛ}$, $y_{ВП}$, нижнем $y_{НЛ}$, $y_{НП}$ и любых других $y_{iЛ}$, $y_{iП}$ промежуточных сечений трубы. Одновременно с этим фиксируют вертикальные расстояния $x_B, \dots, x_i, \dots, x_H$.

Т а б л и ц а 3

Результаты измерения фотографии башни

Сечения	Отметка, м	S_i , мм	y_L	y_P	x	$y_P - y_L$	y_0	Цена деления l , мм
1	0	10500	289	424	925	135	356,5	77,78
2	8	9433	296	417	820	121	356,5	77,96
3	16	8367	304	411	718	107	357,5	78,20
4	24	7300	312	404	615	92	358,0	79,35
5	32	6233	320	398	514	78	359,0	79,91
6	40	5167	328	392	414	64	360,0	80,73
7	48	4100	336	386	318	51	360,5	80,39
8	56	3033	343	381	222	38	362,0	79,82
9	60	2500	347	378	178	31	362,5	80,64
10	65	2500	348	379	116	31	363,5	80,64
11	72,5	2500	347	379	68	31	363,5	80,64

Результаты измерения фотографии башни (рис. 34) по 11 её сечениям, расположенным на разной высоте, представлены в таблице 3. Для каждого сечения были подсчитаны разности ($y_P - y_L$) и найдены расстояния y_0 от условной референтной линии до оси сооружения по формуле

$$y_0 = y_L + \frac{y_P - y_L}{2} . \quad (30)$$

Сравнивая полученные значения y_0 между собой, судят об отклонениях оси башни от вертикали на разных уровнях. В нашем примере общий крен башни составляет $363,5(\text{сечение } 11) - 356,5(\text{сечение } 1) = 7$ условных единиц, умножив которые на цену одной условной единицы (цену деления), можно выразить его в миллиметрах.

Цену деления l можно определить, поделив известную длину отрезка в мм на её длину в условных единицах. В нашем примере отрезками известной длины были проектные длины сторон S_i треугольников разных сечений, поэтому l определялась по формуле

$$l = \frac{S}{y_P - y_L} . \quad (31)$$

Результаты определения l , представленные в таблице 3, находятся в пределах $77,78 - 80,64$ мм, то есть отличаются всего на $2,86$ мм. Среднее значение цены

деления составило 79,64 мм, поэтому общий крен башни в нашем примере будет равен $7 \times 79,64 = 557,48$ мм.

Рассмотренный выше пример предусматривал параллельность референтной линии $M_B M_H$ левому краю фотографии (оси x). Если на фотографии (рис. 34) y_B не равно y_H , отличаясь на $\Delta_B = y_B - y_H$, то в результате измерений $y_{iЛ}$, $y_{iП}$ необходимо вводить поправки Δ_i со знаком, противоположным знаку Δ_B , вычисляя их по формуле

$$\Delta_i = \Delta_B \frac{x_H - x_i}{x_H} \quad (32)$$

В заключение отметим, что рассмотренный выше пример использования фотоснимка и программы редактирования фотографических изображений доказал возможность применения фотографического способа контроля вертикальности сооружений башенного типа треугольной формы. В настоящее время современная фотоаппаратура позволяет выполнять фотоснимки с разрешением 30 мегапикселей и более. Поэтому, значительно повысить точность получаемых результатов можно путём использования фотоснимков высокого разрешения.

4.3. Способ горизонтальных углов

Он предусматривает наблюдения верхней точки **В** сооружения с двух закрепленных на местности опорных точек **1** и **2** в двух взаимно перпендикулярных ($\gamma = 90^\circ$) направлениях (рис. 35).

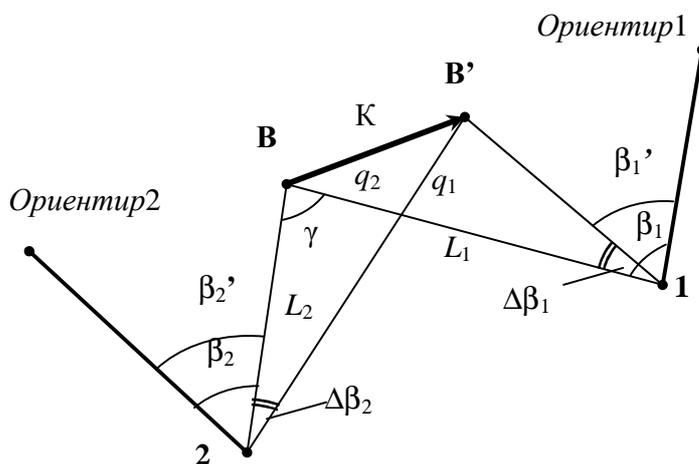


Рис. 35. Схема определения крена способом горизонтальных углов

В первом цикле измеряют горизонтальные углы β_1 и β_2 на точку **В**. Во втором цикле вновь измеряют горизонтальные углы β'_1 и β'_2 , находят разности

$\Delta\beta_1 = \beta'_1 - \beta_1$ и $\Delta\beta_2 = \beta'_2 - \beta_2$ и вычисляют приращения крена и его полную величину в данном цикле:

$$q_1 = \frac{\Delta\beta_1'' L_1}{\rho''}, \quad q_2 = \frac{\Delta\beta_2'' L_2}{\rho''}, \quad K = \sqrt{q_1^2 + q_2^2}, \quad (33)$$

где L_1 и L_2 – горизонтальные расстояния от опорных точек до наблюдаемой точки **В**, которые могут быть сняты графически с плана, измерены непосредственно на местности, определены прямой угловой засечкой с опорных пунктов, получены из решения обратных геодезических задач по известным координатам опорных пунктов и наблюдаемой точки и др.

Если угол засечки γ отличается от 90° , но в незначительных пределах, то величину крена следует вычислять по формуле

$$K = \frac{1}{\sin\gamma} \sqrt{q_1^2 + q_2^2 - 2q_1q_2 \cos\gamma}, \quad (34)$$

Если с точек **1** и **2** можно наблюдать верхнюю **В** и нижнюю **Н** точки сооружения, которые по техническим условиям должны находиться на одной отвесной линии (например, вертикальное ребро сооружения или колонны), то по разности измеренных горизонтальных углов будем получать полную величину крена.

Эта методика применима и для башен треугольной формы с целью определения угловых смещений $\Delta\beta$ вершин верхнего треугольника с соответствующих осей сооружения. Для этого три станции *Ст.1, 2, 3* должны располагаться на трех осях башни и вместо измерения углов β и β' будут измеряться непосредственно углы $\Delta\beta$. Таким образом перейдем от способа углов к видоизмененному *способу малых углов*.

Следует сказать, что любые угловые измерения рекомендуется выполнять при 100% – ной облачности и при скорости ветра менее 3 м/с на высоте 10 м.

4.4. Способ направлений

Этот способ заключается в определении произвольных направлений или магнитных азимутов, например, на образующую дымовой трубы в верхнем и нижнем (или верхнем, нижнем и промежуточных) её сечениях. Пример определения крена дымовой трубы Ново-Горьковской ТЭЦ с расположением наблюдаемых точек 1-1', 2-2',... на уровне светофорных площадок приведен на рис. 36. Наблюдения производились с двух станций *Ст. 2* и *Ст. 3* в двух взаимно перпендикуляр-

ных направлениях (угол засечки 88°) теодолитом 2Т5К с использованием ориентир-буссоли.

Одновременно с измерением направлений (графы 1-4) измерялись углы наклона на наблюдаемые точки (в таблицах 2 и 3 не показаны). Малое расстояние от станции 2 до трубы компенсировалось тем, что эта станция располагалась на крыше химцеха НГ-ТЭЦ, что позволило уменьшить измеряемые углы наклона.

Находят средние направления на нижний, верхний и промежуточные центры трубы, разность которых характеризует крен трубы в угловой мере $\Delta_{1,2}$ по двум взаимно перпендикулярным направлениям (графа 5). По формуле

$$K_{1,2} = 0,49 \times \Delta_{1,2} \times 0,01 \times L_{1,2}, \text{ мм} \quad (35)$$

вычисляют значения частных кренов $K_{1,2}$ (графа 6), причем знак плюс означает крен вправо, а знак минус – влево. В этой формуле $L_{1,2}$ – расстояния от центра трубы до точек стояния теодолита в метрах, а $\Delta_{1,2}$ – в секундах.

Т а б л и ц а 4

Результаты измерений со станции 2 ($L_2 = 98,25$ м)

№№ точек	Отсчеты по гориз. кругу		Азимут на центр трубы	Δ_i	$K_i, \text{мм}$	$K_H, \text{мм}$
	КП и КЛ	Средние				
1	2	3	4	5	6	7
1	94°25',3	94°25',6				
	274°26',0		96°26',2	-5',5	-159	-191
1	98°26',3	98°26',6				
	278°27',0					
2	94°15',0	94°15',4				
	274°15',8		96°29',8	-1',9	-55	-87
2	98°44',0	98°44',2				
	278°44',5					
3	93°55',0	93°55',0				
	273°54',9		96°29',2	-2',5	-72	-104
3	99°03',5	99°03',4				
	279°03',4					
4	93°29',3	93°29',0				
	273°28',8		96°31',7	-	-	-32
4	99°34',8	99°34',4				
	279°34',0					

Полученные значения частных кренов необходимо экстраполировать на всю высоту трубы (графа 7).

Таблица 5

Результаты измерений со станции 3 ($L_3 = 174,00$ м)

№№ точек	Отсчеты по horiz. кругу		Азимут на центр трубы	Δ_i	$K_i, \text{мм}$	$K_H, \text{мм}$
	КП и КЛ	Средние				
1	2	3	4	5	6	7
1	182°52,7	182°53,4				
	2°54,0		184°02,5	-1',0	-51	-61
1	185°11,0	185°11,6				
	5°12,1					
2	182°47,0	182°47,5				
	2°48,0		184°03,6	+0',1	+5	-5
2	185°19,3	185°19,6				
	5°20,0					
3	182°36,4	182°36,4				
	2°36,5		184°02,9	-0',6	-30	-40
3	185°29,4	185°29,4				
	5°29,4					
4	182°19,6	182°19,2				
	2°18,8		184°03,5	-	-	-10
4	185°47,7	185°47,8				
	5°47,8					

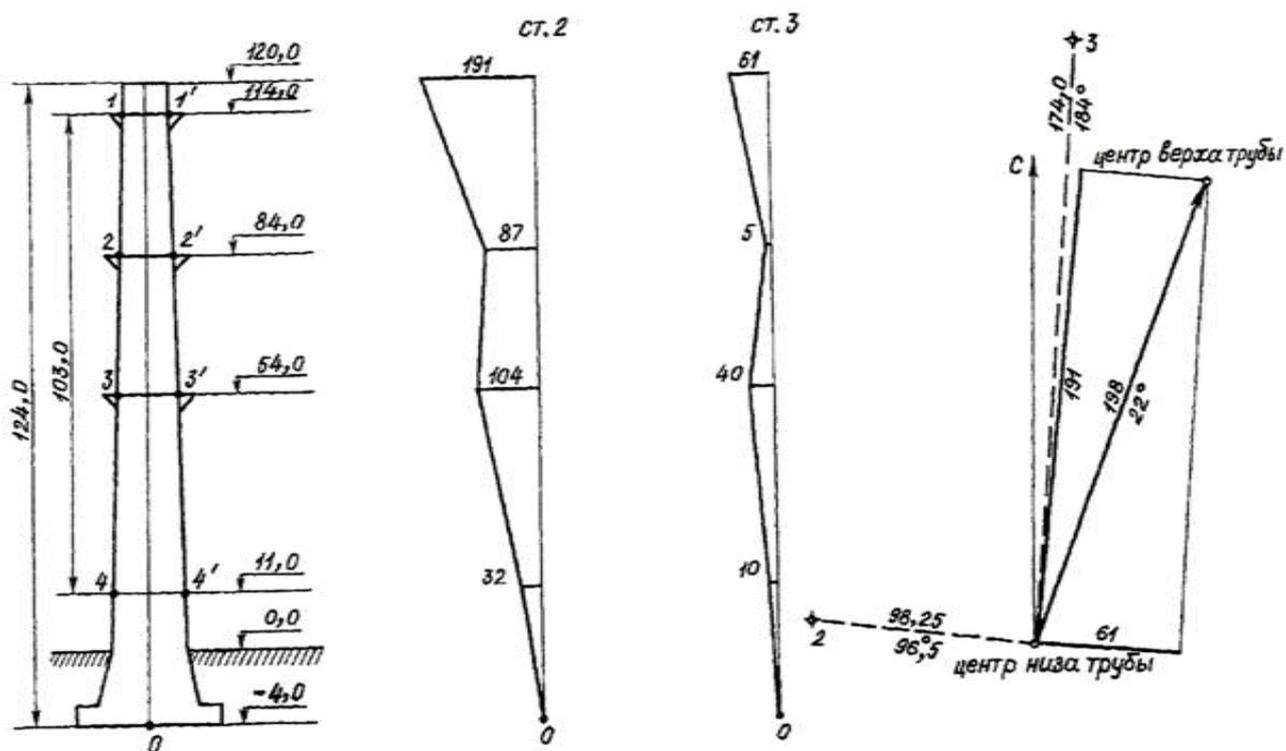


Рис. 36. Точки наблюдений, частные крены и общий крен трубы

На рис. 36 показаны разрезы, характеризующие отклонения оси трубы от вертикали по направлениям, перпендикулярным наблюдаемым. Кроме того, на рис. 36 построены графики, характеризующие величины в мм и направления крена трубы, полное значение K которого можно определить графически способом перпендикуляров или вычислить по формуле

$$K = \frac{1}{\sin \gamma} \sqrt{K_1^2 + K_2^2 - 2K_1K_2 \cos \gamma}, \quad (36)$$

где γ - угол засечки с двух станций; K_1 и K_2 - экстраполированные значения частных кренов верха трубы.

Для геометрической интерпретации результатов измерения крена трубы разработаны программы «Профиль» и «План» (Раскаткин Ю.Н., Огурцов М.С. О геометрической интерпретации пространственного положения высоких сооружений башенного типа // Сборник трудов аспирантов и магистрантов. Т. 1.– Н. Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –2014. – С.164–168.)

Программа «Профиль»

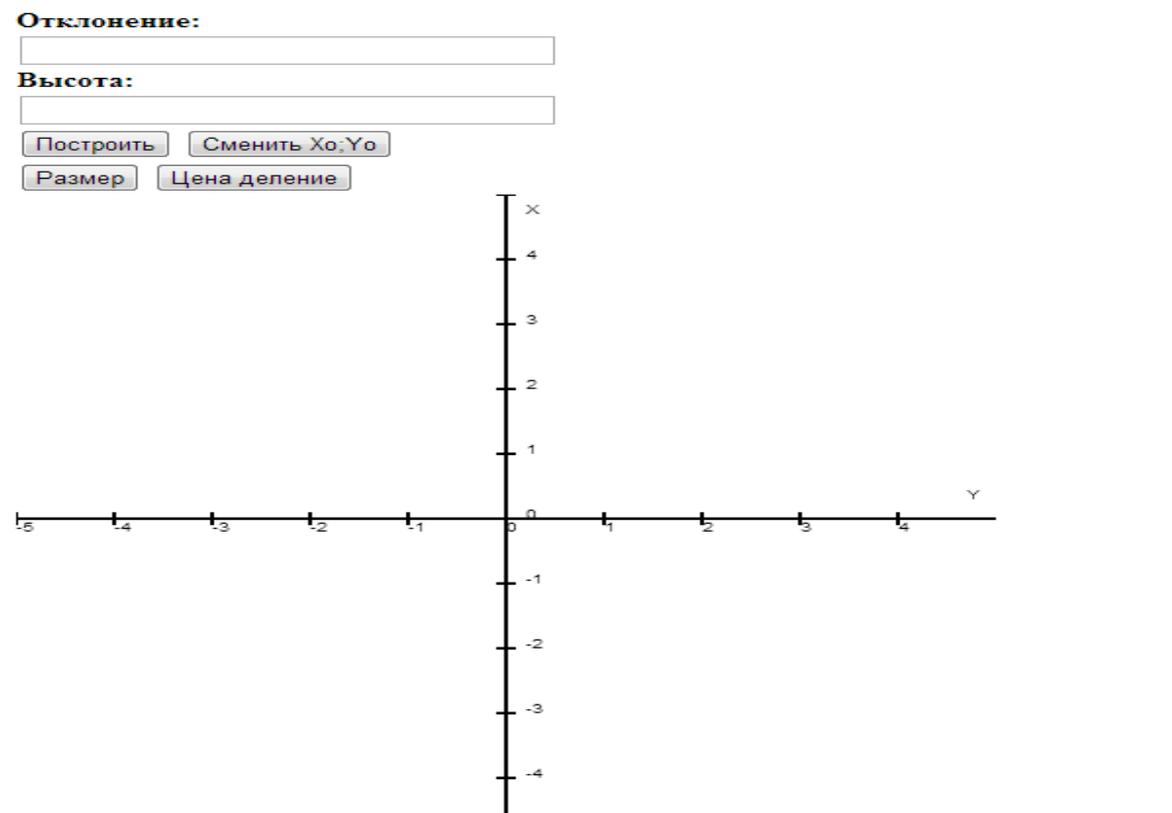


Рис. 37. Общий вид программы «Профиль»

Исходными данными для программы «Профиль» являются величины отклонений центров сечений трубы от вертикали и высота сечений. Схема пользования программой следующая.

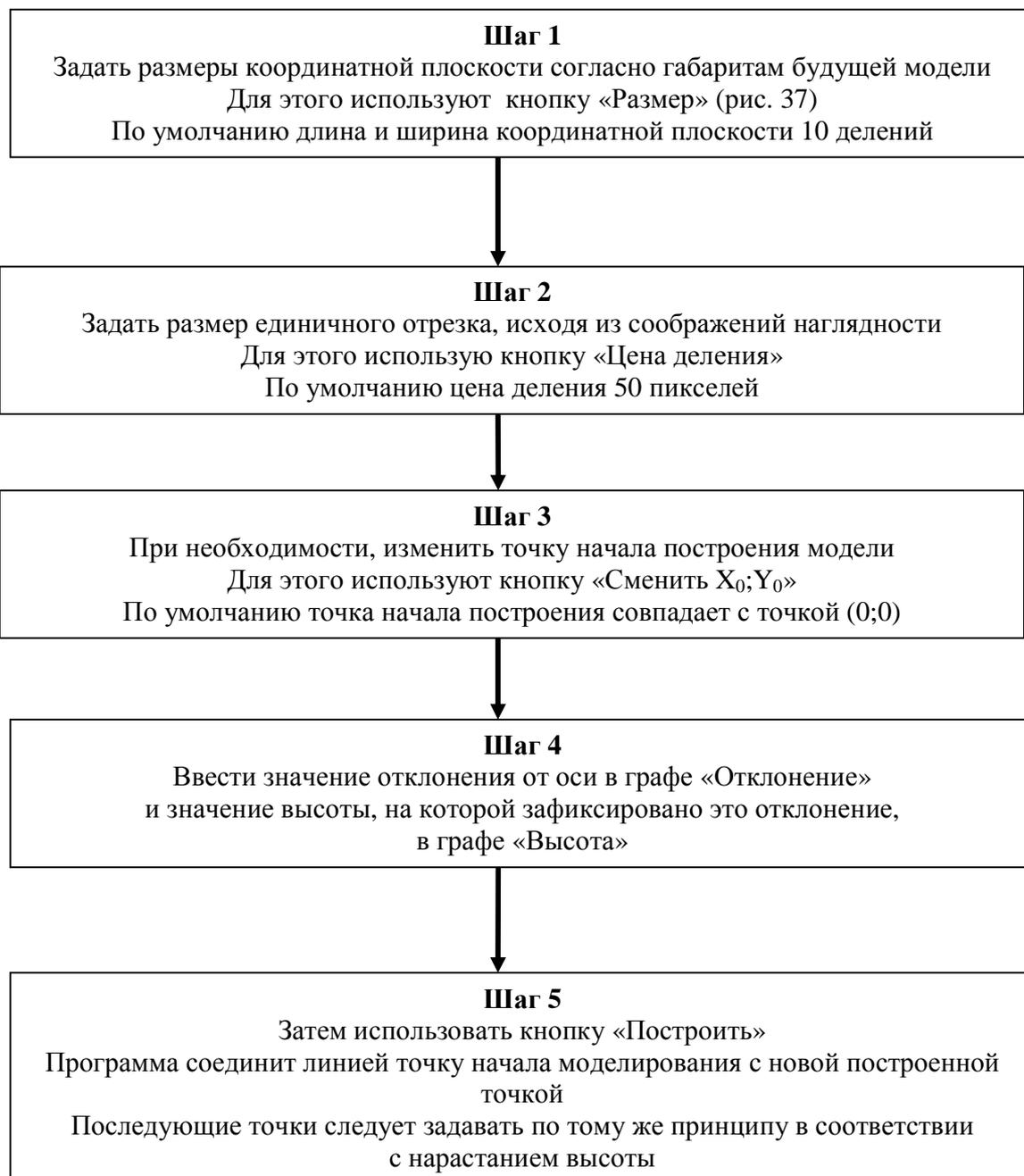


Рис. 38. Схема программы «Профиль»

Ниже приведен пример (рис. 39) для частных кренов, представленных на рис. 36. Эти вертикальные разрезы построены в горизонтальном масштабе 5/191 и вертикальном 5/114.

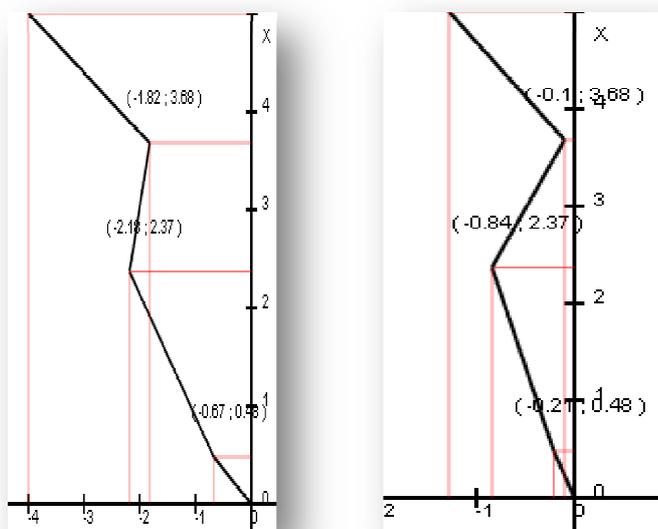


Рис. 39. Программа «Профиль» для построения вертикальных разрезов трубы

Программа «План»

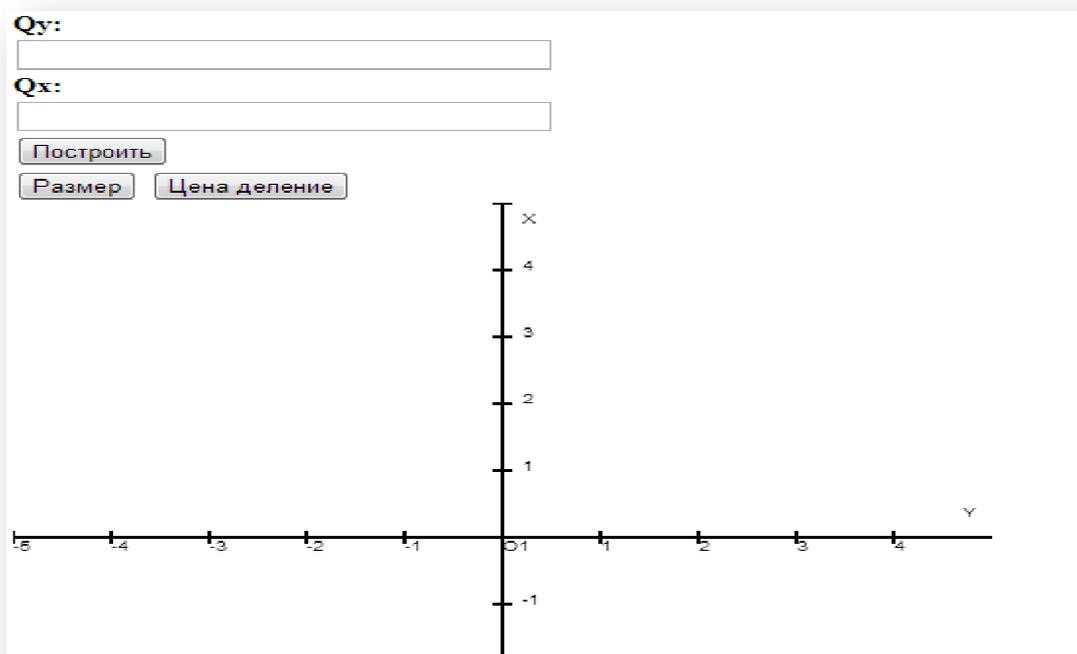


Рис. 40. Общий вид программы «План»

Исходными данными для программы «План» являются величины отклонений центров сечений трубы от вертикали по двум взаимно перпендикулярным направлениям. Схема пользования программой следующая.

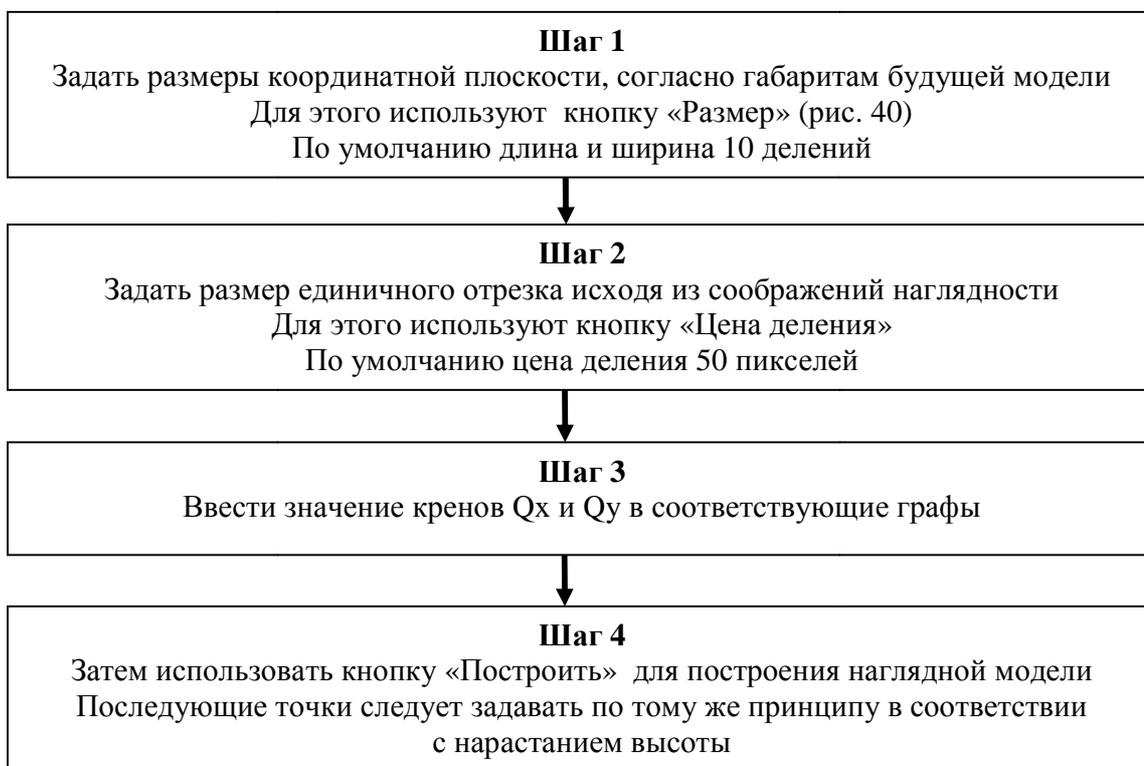


Рис. 41. Схема программы «План»

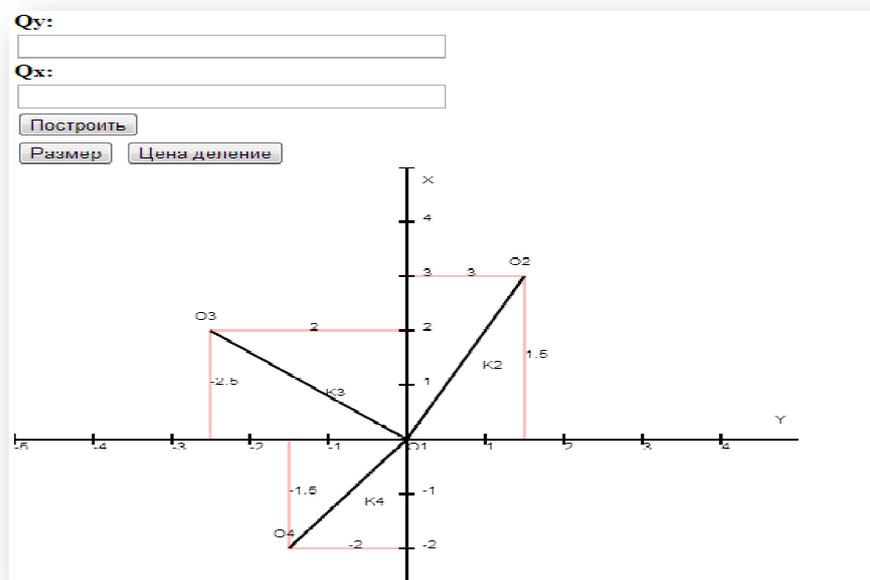


Рис. 42. Программа «План» для построения частных кренов трубы

Способ направлений для треугольных башен может выполняться одновременно со способом малых углов путем визирования теодолитом с каждой из трех осевых точек на соответствующие три пояса башни (левый, средний и правый).

Типовая схема угловых измерений при контроле башни четырехугольной формы представлена на рис. 43. Угловые измерения выполняются с пунктов планового обоснования в следующей последовательности:

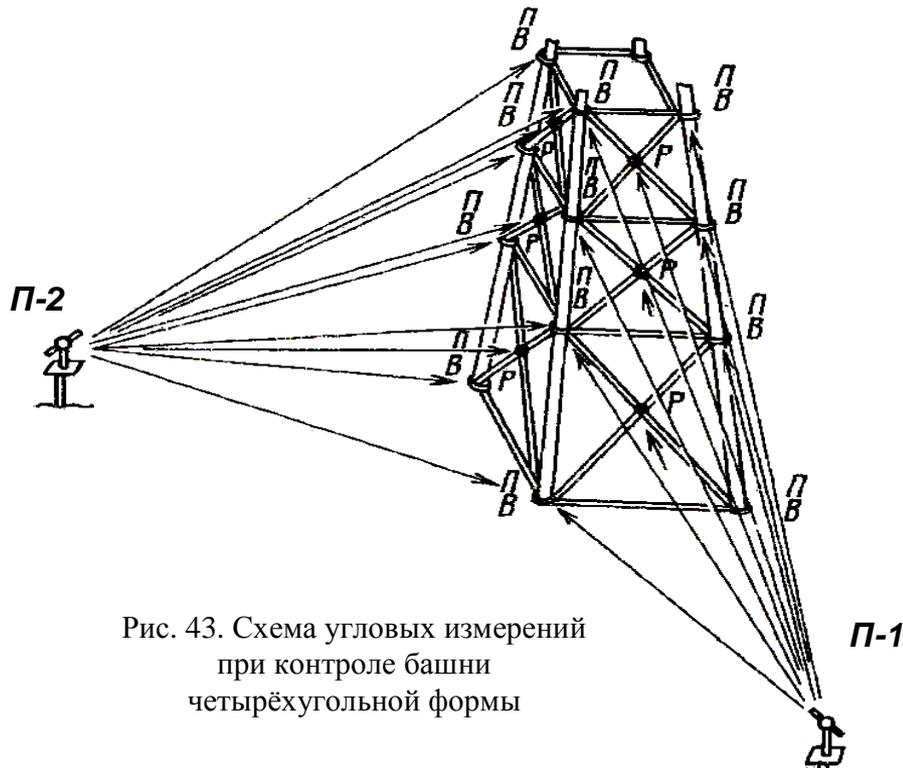


Рис. 43. Схема угловых измерений при контроле башни четырехугольной формы

а) «круг лево» КЛ: наведение на центр основания башни, на левый и правый пояса в местах фланцевых или болтовых соединений смежных секций последовательно снизу вверх в порядке сечений 1, 2, 3 и т. д.;

б) «круг право» КП: действия в порядке, аналогичном при «круге лево», но в обратной последовательности.

Обработка результатов угловых измерений аналогична таковой при контроле пространственного положения дымовой трубы, пример которой рассмотрен выше.

Отклонение оси ствола такой башни от вертикали допускается не более $1/1000$ высоты контролируемого сечения над фундаментом. Отклонение оси ствола и поясов мачты от вертикали допускается не более $1/1500$ высоты выверяемой точки над фундаментом.

Типовая исполнительная схема результатов контроля вертикальности ствола опоры представлена на рис. 44а.

Контроль прямолинейности поясов мачты или башни выполняется с целью выявления стрелы прогиба этих конструкций, которая не должна превышать $1/750$ длины выверяемого участка. Измерения производятся последовательно по всем наружным граням опоры. Методика измерений аналогична измерениям, выполняемым при контроле вертикальности. Пример типовой исполнительной схемы результатов контроля прямолинейности двух поясов башни четырехугольной формы представлен на рис. 44б.

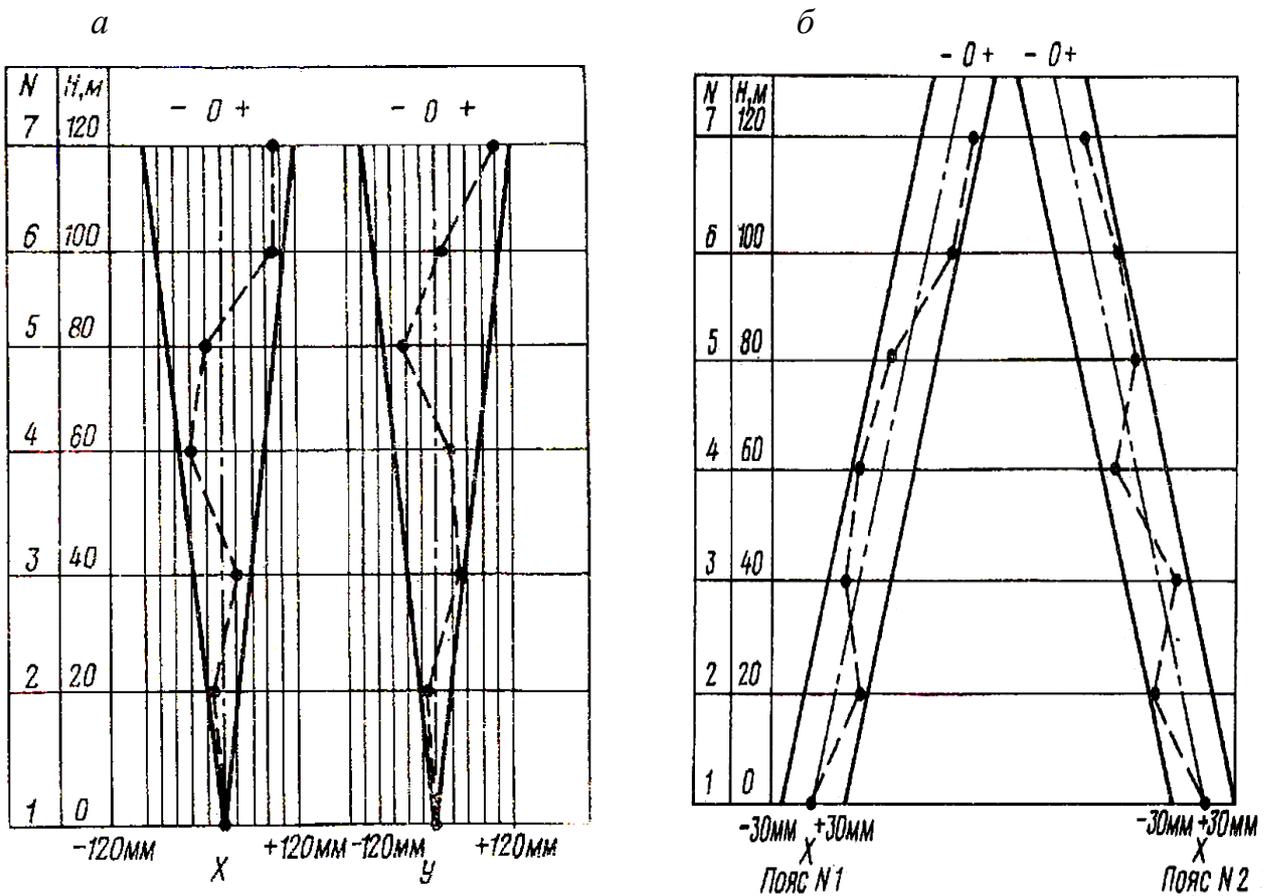


Рис. 44. Исполнительные схемы вертикальности ствола (а) и прямолинейности поясов башни четырехугольной формы (б)

Контроль геометрии решетки башни выполняется с целью выявления деформаций диагональных раскосов решетки по смещениям центральных фасонки. Предельное смещение деталей фасонки не должно превышать $1/750$ высоты сек-

ции. Методика измерений аналогична измерениям, выполняемым при контроле вертикальности башни. Дополнительными являются наведения на детали фасонки, выполняемые по всем четырем наружным граням ствола. Пример типовой исполнительной схемы результатов контроля решетки ствола башни четырехугольной формы представлен на рис. 45.

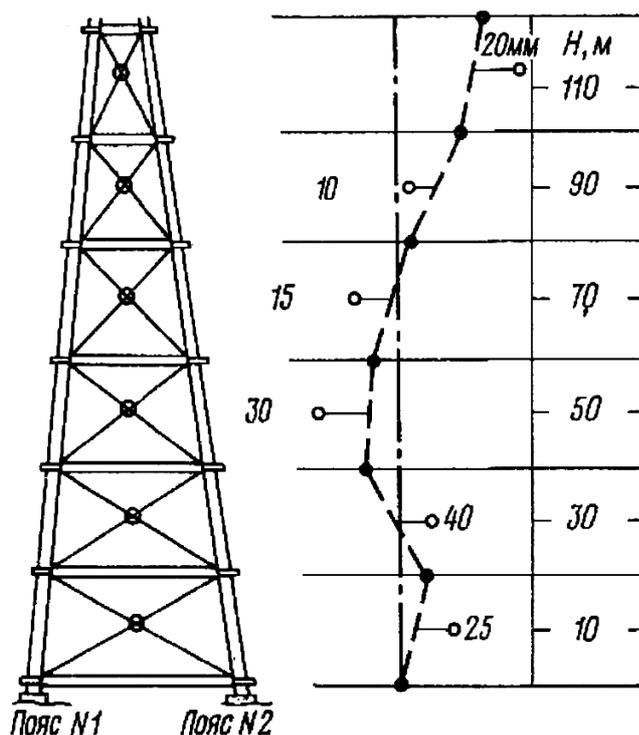


Рис. 45. Исполнительная схема решётки ствола башни

4.5. Способ малых углов

Рассмотрим этот способ на примере башни треугольной формы. Пусть (рис. 46) с точек **1**, **2** и **3**, расположенных на осях башни на расстояниях S_1 , S_2 и S_3 от её верхних точек **a**, **b** и **c**, измерены малые горизонтальные углы β_1 , β_2 и β_3 , характеризующие линейные смещения q_1 , q_2 и q_3 верхних точек с осей сооружения, которые можно вычислить по формуле

$$q_i = \frac{S_i}{\rho''} \beta_i'' , \quad (37)$$

где $\rho = 206265''$, причём, как было отмечено ранее, если смещения точек **a**, **b** и **c** происходят по часовой стрелке, то q_i будут считаться положительными, если

против часовой стрелки – отрицательными. Так на рис. 46 смещения q_1 и q_2 положительные, а q_3 – отрицательное.

Точность m_q определения смещений по формуле (37) может быть оценена следующим образом:

$$m_q = \frac{\sqrt{S^2 m_\beta^2 + \beta^2 m_S^2}}{\rho}, \quad (38)$$

где m_β , m_S соответственно средние квадратические ошибки определения расстояний S_i и углов β_i .

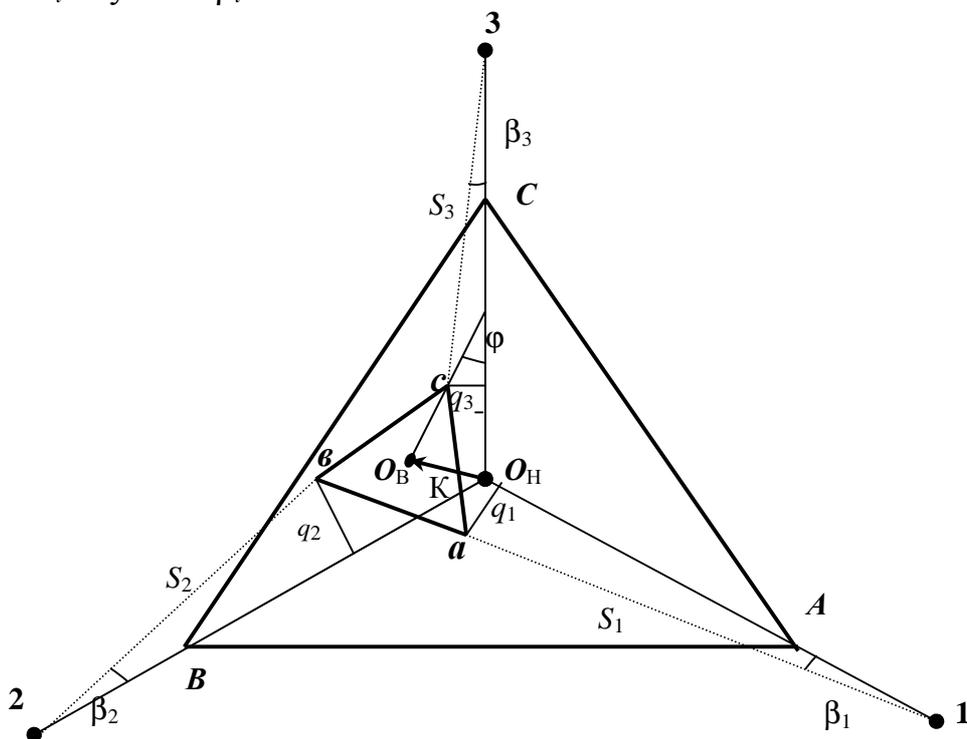


Рис. 46. Схема к определению величины и направления крена башни (A, B, C и a, b, c – соответственно нижние и верхние точки башни)

По формуле (38) подсчитаны значения m_q при $m_\beta = 2'', 5'', 15''$ и $30''$ и относительной ошибке измерения расстояний 1:100, 1:200, 1:300, 1:500 и 1:1000 для $\beta = 5''$ и $\beta = 600''$. Выбранные ошибки m_β измерения углов соответствуют точности серийно выпускаемых теодолитов Т2, Т5, Т15, Т30. Полученные результаты показаны в табл. 6 и на рис. 47, причем значения m_q в числителе в графах таблицы соответствуют $\beta = 5''$, в знаменателе для $\beta = 600''$.

На основании данных табл. 6 и графика на рис. 47 можно констатировать, что в способе малых углов точность определения смещений зависит, в основном, от ошибок угловых измерений. Для отдельного теодолита она практически остается неизменной при различных относительных ошибках линейных измерений и различных значениях малого угла [13, 87].

Т а б л и ц а 6
Ошибки m_q в зависимости от
ошибок измерения расстояний и углов

$S_i, \text{ м}$	$m_q, \text{ мм}$			
	T2	T5	T15	T30
$m_S = 1:100$				
1,0H(70)	1/2	2/3	5/5	10/10
3,0H(210)	2/6	5/8	15/16	30/31
$m_S = 1:200$				
1,0H(70)	1/1	2/2	5/5	10/10
3,0H(210)	2/4	5/6	15/16	30/31
$m_S = 1:300$				
1,0H(70)	1/1	2/2	5/5	10/10
3,0H(210)	2/3	5/6	15/15	30/31
$m_S = 1:500$				
1,0H(70)	1/1	2/2	5/5	10/10
3,0H(210)	2/2	5/5	15/15	30/31
$m_S = 1:1000$				
1,0H(70)	1/1	2/2	5/5	10/10
3,0H(210)	2/2	5/5	15/15	30/31

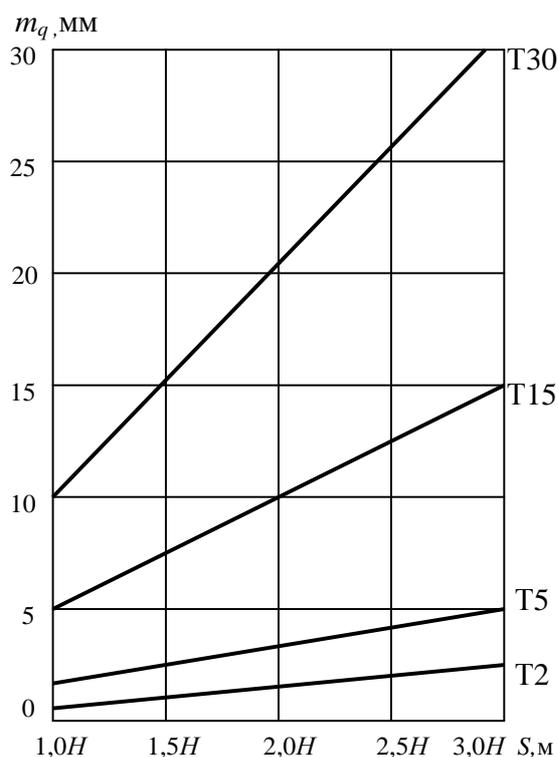


Рис. 47. График зависимости m_q от m_β и m_S при различных β и S

Рассмотрим особенности применения так называемого «принципа равных влияний» на ошибку определения линейных смещений. Его сущность заключается в нахождении таких m_β и m_S , которые оказывают одинаковое влияние на заданную погрешность m_q . Для этого представим формулу (38) в следующем виде: $m_q^2 \rho^2 = S^2 m_\beta^2 + \beta^2 m_S^2$ и, приравняв $S^2 m_\beta^2 = \beta^2 m_S^2$, получим:

$$m_\beta = \frac{m_q \rho}{S \sqrt{2}}, \quad m_S = \frac{m_q \rho}{\beta \sqrt{2}}, \quad \frac{m_S}{S} = \frac{m_\beta}{\beta}. \quad (39)$$

Из выражений (39) следует, что при заданном значении m_q требуемая точность m_β измерения углов не зависит от их величины, а зависит только от расстояний S . Аналогично, требуемая точность m_S измерения расстояний не зави-

сит от их величины, а зависит только от углов β . И, наконец, относительные ошибки линейных и угловых измерений должны быть равны между собой.

По формулам (39) было выполнено статистическое моделирование для S от $1,0H$ до $3,0H$ ($H = 70$ м), m_q от 1 мм до 30 мм и β от $5''$ до $600''$. Пример такого моделирования для $m_q = 5$ мм приведен в табл. 7.

Т а б л и ц а 7

Результаты моделирования принципа равного влияния для $m_q = 5$ мм

S	m_β , сек	m_S/s								
		$5''$	$10''$	$30''$	$60''$	$120''$	$180''$	$240''$	$300''$	$600''$
$1,0H$	10,4	>1	>1	1:3	1:6	1:12	1:17	1:23	1:29	1:58
$1,5H$	6,9	>1	1:1	1:4	1:6	1:17	1:26	1:35	1:43	1:86
$2,0H$	5,2	1:1	1:2	1:6	1:12	1:23	1:35	1:46	1:58	1:115
$2,5H$	4,2	1:1	1:2	1:7	1:14	1:29	1:43	1:58	1:72	1:144
$3,0H$	3,5	1:1	1:3	1:9	1:17	1:35	1:52	1:69	1:86	1:172

Результаты статистического моделирования позволяют сделать вывод о нецелесообразности применения принципа равного влияния в способе малых углов, поскольку могут быть получены парадоксальные значения m_S , которые окажутся больше или соизмеримы с самой S . Для обоснования m_q следует пользоваться формулой (38), задавая m_β и обосновывая m_S .

По значениям найденных смещений q_1 , q_2 и q_3 можно вычислить величину и направление крена и угол скручивания башни по приведенным выше формулам (24, 25, 26, 28).

На практике зачастую ограничиваются наблюдениями на верхние точки a , b , c башни лишь с двух сторон с точек **1, 2**, или **2, 3**, или **1, 3**. В этом случае, приняв угол скручивания φ в формуле (28) равным нулю, получим в общем виде следующие соотношения:

$$q_1 = -q_2 - q_3, \quad q_2 = -q_1 - q_3, \quad q_3 = -q_2 - q_1, \quad (40)$$

подставляя в них значения q_i со своим знаком. Исследования показывают [63], что по полученным таким образом смещениям можно вычислить по формулам (25, 26) только приближенные значения крена K и его направления. В случае такого сокращенного способа контроля сделанные выводы о пространственном положении башни могут совершенно не соответствовать действительности. Для получения полной и достоверной информации о величине крена, его направлении и угле скручивания башни треугольной формы необходимо в способе малых углов,

помимо наблюдений только двух точек (*в* и *с*, или *а* и *в*, или *а* и *с*), выполнить наблюдения третьего пояса башни.

Следует отметить, что на точность способа малых углов может оказывать существенное влияние смещение точек стояния теодолита **1, 2, 3** (рис. 46) с осей башни [64]. Действительно, (рис. 48) если точка стояния теодолита смещена с оси башни на некоторую величину ТТ' (нестворность теодолита), то вместо правильного малого угла β будет измерен некоторый угол β' . В результате этого, вместо правильного линейное отклонение ap будет получено неправильное линейное отклонение ap' .

Т а б л и ц а 8

Ошибки определения линейного отклонения ap (в см) в зависимости от нестворности теодолита ($\beta' - \beta$) для различных расстояний S

S_i , (м)	$(\beta' - \beta)$, сек										
	5	10	20	30	40	50	60	120	180	240	300
1,0H(70)	0,2	0,3	0,7	1,0	1,4	1,7	2,0	4,1	6,1	8,1	10,2
1,5H(105)	0,2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	6,1	9,2	12,2	15,3
2,0H(140)	0,3	0,7	1,4	2,0	2,7	3,4	4,1	8,1	12,2	16,3	20,4
2,5H(175)	0,4	0,8	1,7	2,5	3,4	4,2	5,1	10,2	15,3	20,4	25,4
3,0H(210)	0,5	1,0	2,0	3,0	4,1	5,1	6,1	12,2	18,3	24,4	30,5

С целью определения степени влияния нестворности теодолита на величину линейного отклонения q , было проведено статистическое моделирование. В табл. 8 приведены подсчитанные по формуле

$$(ap' - ap) = \frac{S}{\rho} (\beta' - \beta), \quad (41)$$

изменения значения ap для башни высотой $H = 70$ м в зависимости от разности $(\beta' - \beta)$ при различных расстояниях S от точки стояния теодолита до верхних точек и построен график (рис. 47).

Расчеты показывают, что для башни высотой 70 м при изменении разности $(\beta' - \beta)$ от 5 до 300 угловых секунд и для различных расстояний S от 1,0H до 3,0H ошибка определения линейного отклонения ap может находиться в пределах от 0,2 до 30,5 см.

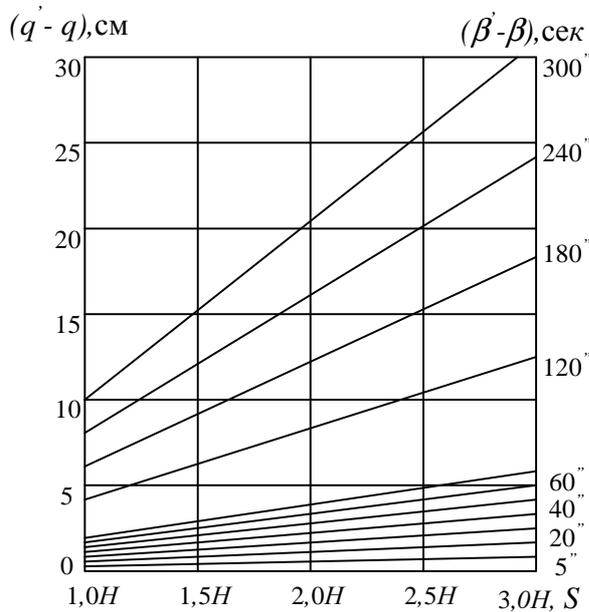


Рис. 47. График зависимости $(q' - q)$ от $(\beta' - \beta)$ при различных S

Исключить влияние нестворности можно следующим образом. Во-первых, можно контролировать положение теодолита на оси сооружения путем измерения горизонтальных углов $BT'A$ и $AT'C$ (рис. 48) и, при необходимости, положение теодолита корректировать, добиваясь равенства этих углов, а точку стояния теодолита стараться максимально приближать к наблюдаемому сооружению.

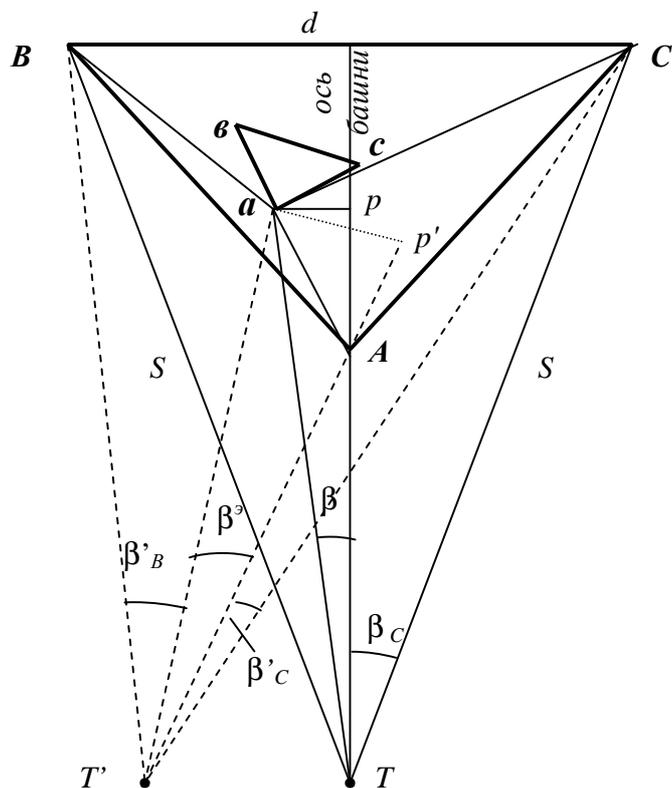


Рис. 48. Схема к определению влияния нестворности теодолита

Для оценки степени влияния точности измерения расстояний S на ошибки определения линейного отклонения ap , были подсчитаны по формуле (41) значения $(ap' - ap)$ для условий, представленных в табл. 8 при относительной ошибке измерения расстояний 1:100, 1:200 и 1:300. Полученные результаты показаны в табл. 9.

В табл. 9 первая графа содержит расстояния $(1,0...3,0)H \pm (1:100...1:300)H$, а в остальных графах значения $(ap' - ap)$ в числителе соответствуют сумме, в знаменателе – разности этих расстояний. Данные этой таблицы показывают, что уже при относительной ошибке измерения расстояний 1:300 значения $(ap' - ap)$ в числителе и знаменателе практически одинаковы и не отличаются от таковых в табл. 8. Такая точность измерения расстояний вполне достижима с помощью обычного нитяного дальномера.

Т а б л и ц а 9
Ошибки определения $(ap' - ap)$ (в см) в зависимости от $(\beta' - \beta)$
для различных S и относительных ошибок их измерения

$S_i, \text{ м}$	$(\beta' - \beta), \text{ сек}$										
	5	10	20	30	40	50	60	120	180	240	300
Относительная ошибка измерения расстояний S (1:100)											
1,0H(70,70/69,3)	<u>0,2</u> 0,2	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,7</u> 0,7	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,4</u> 1,3	<u>1,7</u> 1,7	<u>2,0</u> 2,0	<u>4,1</u> 4,0	<u>6,2</u> 6,0	<u>8,2</u> 8,1	<u>10,3</u> 10,1
1,5H(106,05/103,9)	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,5</u> 0,5	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,5</u> 1,5	<u>2,1</u> 2,0	<u>2,6</u> 2,5	<u>3,1</u> 3,0	<u>6,2</u> 6,1	<u>9,2</u> 9,1	<u>12,3</u> 12,1	<u>15,4</u> 15,1
2,0H(141,40/138,6)	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,7</u> 0,7	<u>1,4</u> 1,3	<u>2,1</u> 2,0	<u>2,7</u> 2,7	<u>3,4</u> 3,4	<u>4,1</u> 4,0	<u>8,2</u> 8,1	<u>12,3</u> 12,1	<u>16,4</u> 16,1	<u>20,6</u> 20,2
2,5H(176,75/173,2)	<u>0,4</u> 0,4	<u>0,9</u> 0,8	<u>1,7</u> 1,7	<u>2,6</u> 2,5	<u>3,4</u> 3,4	<u>4,3</u> 4,2	<u>5,1</u> 5,0	<u>10,3</u> 10,1	<u>15,4</u> 15,1	<u>20,6</u> 20,2	<u>25,7</u> 25,2
3,0H(212,10/207,9)	<u>0,5</u> 0,5	<u>1,0</u> 1,0	<u>2,1</u> 2,0	<u>3,1</u> 3,0	<u>4,1</u> 4,0	<u>5,1</u> 5,0	<u>6,2</u> 6,0	<u>12,3</u> 12,1	<u>18,5</u> 18,1	<u>24,7</u> 24,2	<u>30,8</u> 30,2
Относительная ошибка измерения расстояний S (1:200)											
1,0H(70,35/69,6)	<u>0,2</u> 0,2	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,7</u> 0,7	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,4</u> 1,4	<u>1,7</u> 1,7	<u>2,0</u> 2,0	<u>4,1</u> 4,0	<u>6,1</u> 6,1	<u>8,2</u> 8,1	<u>10,2</u> 10,1
1,5H(105,52/104,4)	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,5</u> 0,5	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,5</u> 1,5	<u>2,0</u> 2,0	<u>2,6</u> 2,5	<u>3,1</u> 3,0	<u>6,1</u> 6,1	<u>9,2</u> 9,1	<u>12,3</u> 12,2	<u>15,3</u> 15,2
2,0H(140,70/139,3)	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,7</u> 0,7	<u>1,4</u> 1,4	<u>2,0</u> 2,0	<u>2,7</u> 2,7	<u>3,4</u> 3,4	<u>4,1</u> 4,0	<u>8,1</u> 8,1	<u>12,2</u> 12,2	<u>16,3</u> 16,2	<u>20,4</u> 20,3
2,5H(175,88/174,1)	<u>0,4</u> 0,4	<u>0,8</u> 0,8	<u>1,7</u> 1,7	<u>2,6</u> 2,5	<u>3,4</u> 3,4	<u>4,3</u> 4,2	<u>5,1</u> 5,1	<u>10,2</u> 10,1	<u>15,3</u> 15,2	<u>20,5</u> 20,3	<u>25,6</u> 25,3
3,0H(211,05/208,9)	<u>0,5</u> 0,5	<u>1,0</u> 1,0	<u>2,0</u> 2,0	<u>3,1</u> 3,0	<u>4,1</u> 4,1	<u>5,1</u> 5,1	<u>6,1</u> 6,1	<u>12,3</u> 12,2	<u>18,4</u> 18,2	<u>24,6</u> 24,3	<u>30,7</u> 30,4
Относительная ошибка измерения расстояний S (1:300)											
1,0H(70,23/69,7)	<u>0,2</u> 0,2	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,7</u> 0,7	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,4</u> 1,4	<u>1,7</u> 1,7	<u>2,0</u> 2,0	<u>4,1</u> 4,1	<u>6,1</u> 6,1	<u>8,2</u> 8,1	<u>10,2</u> 10,1
1,5H(105,35/104,6)	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,5</u> 0,5	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,5</u> 1,5	<u>2,0</u> 2,0	<u>2,6</u> 2,5	<u>3,1</u> 3,0	<u>6,1</u> 6,1	<u>9,2</u> 9,1	<u>12,3</u> 12,2	<u>15,3</u> 15,2
2,0H(140,47/139,5)	<u>0,3</u> 0,3	<u>0,7</u> 0,7	<u>1,4</u> 1,4	<u>2,0</u> 2,0	<u>2,7</u> 2,7	<u>3,4</u> 3,4	<u>4,1</u> 4,1	<u>8,2</u> 8,1	<u>12,3</u> 12,2	<u>16,3</u> 16,2	<u>20,4</u> 20,3
2,5H(175,58/174,4)	<u>0,4</u> 0,4	<u>0,8</u> 0,8	<u>1,7</u> 1,7	<u>2,6</u> 2,5	<u>3,4</u> 3,4	<u>4,3</u> 4,2	<u>5,1</u> 5,1	<u>10,2</u> 10,2	<u>15,3</u> 15,2	<u>20,4</u> 20,3	<u>25,5</u> 25,4
3,0H(210,70/209,3)	<u>0,5</u> 0,5	<u>1,0</u> 1,0	<u>2,0</u> 2,0	<u>3,1</u> 3,0	<u>4,1</u> 4,1	<u>5,1</u> 5,1	<u>6,1</u> 6,1	<u>12,3</u> 12,2	<u>18,4</u> 18,3	<u>24,5</u> 24,4	<u>30,6</u> 30,4

Рассмотрим другой путь исключения влияния нестворности, который предусматривает введение в результаты измерений поправок, соответствующих неравенству углов BTA и ATC . Этот путь заключается в вычислении правильного

угла β или в непосредственном определении правильного линейного отклонения ap графическим или аналитическим способами [64].

Пусть теодолит расположен в точке T' , измерены горизонтальные углы β'_B , β'_a , β'_C и измерены горизонтальные проложения $T'B$, $T'a$, $T'A$, $T'C$. По этим данным можно вычислить правильное угловое отклонение β :

$$\cos \beta = \frac{(aT)^2 + (AT)^2 - (aA)^2}{2(aT)(AT)} = \frac{(AT) - (aA)\cos(aAT)}{(aT)}, \quad (42)$$

где $(aT)^2 = (aA)^2 + (AT)^2 - 2(aA)(AT)\cos(aAT)$; $(AT)^2 = d^2 + S^2 - 2dS\cos(30^\circ - \beta_C)$; $\sin\beta_C = d/(T'B + T'C)$; $(aA)^2 = (T'a)^2 + (T'A)^2 - 2*(T'a)*(T'A)*\cos\beta'_a$; $\angle aAT = 150^\circ + \angle aAB$; $\cos(aAB) = \frac{(aA)^2 + d^2 - (aB)^2}{2(aA)d}$; $(aB)^2 = (T'B)^2 + (T'a)^2 - 2*(T'B)*(T'a)*\cos\beta'_B$.

Другой путь исключения влияния нестворности теодолита предусматривает непосредственное определение правильного линейного отклонения ap . Для этого можно использовать следующие способы.

Линейное отклонение ap (см. треугольник Aap на рис. 35) можно вычислить по формуле

$$ap = (aA)\sin(aAp), \quad (43)$$

где угол $\angle aAp = 180^\circ - \angle aAT$ (порядок определения угла $\angle aAT$ приведен выше).

Определение правильного линейного отклонения ap может быть выполнено графическим способом. Для этого достаточно в треугольниках $T'Va$, $T'aA$, $T'aC$ вычислить по теореме косинусов отрезки aB , aA , aC и на чертеже крупного масштаба определить тройной линейной засечкой положение точки a , от которой измерить в масштабе чертежа ap .

В нашей работе [64] приведены также и другие способы исключения влияния нестворности теодолита, такие как способ тройной линейной засечки, способ перпендикуляров, способ координат.

4.6. Способ координат, определяемых засечками

Он заключается в том, что с геодезических пунктов I и II (с известными координатами) путём измерения, например, горизонтальных углов 1 и 2 на хорошо заметную точку B на верху сооружения, определяют координаты x и y этой точки (рис. 49). Для контроля можно дополнительно измерить углы 3, 4, 5 и 6, используя геодезический пункт III . По разности координат между начальным и по-

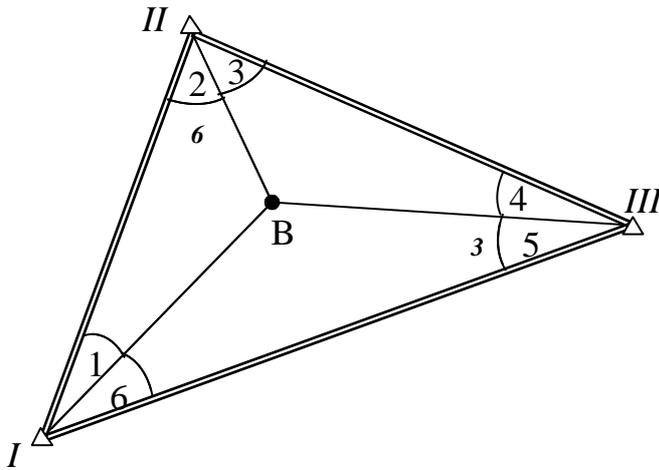


Рис. 49. Способ прямых угловых засечек

следующими циклами наблюдений находят величину и направление крена за истекший период.

Если имеется возможность определять пространственные координаты x, y, z верхней B и нижней H точек сооружения, которые по техническим условиям должны лежать на одной отвесной линии, то угол γ крена сооружения вычисляют по формуле

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{\sqrt{(x_B - x_H)^2 + (y_B - y_H)^2}}{z_B - z_H}, \quad (44)$$

где x_B, y_B, z_B и x_H, y_H, z_H – координаты соответственно верхней и нижней точек сооружения.

Покажем методику использования прямой угловой засечки на примере на-

блюдений за креном дымовой трубы Сормовской ТЭЦ высотой 155 м [45].

На территории ТЭЦ были закреплены два постоянных знака I и II на расстоянии 196,73 м друг от друга. Направление базиса $II - I$ совпадает с направлением оси X условной системы координат. Методика наблюдений в отдельном цикле заключалась в измерении теодолитом Т10 горизонтальных углов β_I и β_{II} между базисной линией и образующими трубы на верхнем её срезе и на высоте 20 м от подошвы фундамента (рис. 50).

По результатам наблюдений вычисляли координаты центров верхнего и нижнего наблюдаемых сечений трубы. По ним определяли частный крен K' , его направление и находили K – полный крен в данном цикле наблюдений по известной формуле $K = K'H/h$, где H – высота трубы от подошвы до фундамента; h

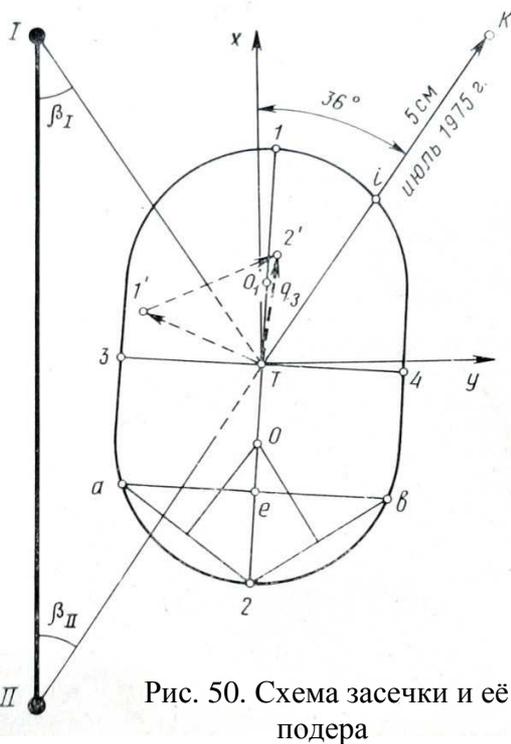


Рис. 50. Схема засечки и её подера

– превышение центра

верхнего сечения над центром нижнего наблюдаемого сечения.

Ошибка определения полного крена зависит от ошибки частного крена, на которую в свою очередь оказывают влияние ошибки определения координат цен-

тров верхнего и нижнего наблюдаемых сечений. Координаты этих центров определяются независимо друг от друга, а точность положения этих центров наиболее полно характеризуется подерой среднего квадратического эллипса ошибок. Подера выражает закон распределения одномерных случайных величин по различным направлениям.

Элементами подеры являются большая полуось A , малая полуось B и угол φ большой оси. Если координаты центров верхнего и нижнего наблюдаемых сечений определяются с равной точностью, то элементы их подер будут одинаковы.

Выполнив операцию квадратического сложения подер верхнего и нижнего центров и используя изложенный в [44] принцип t – кратного подобного увеличения, получим элементы A_0, B_0 и φ_0 результирующей подеры:

$$A_0 = A \sqrt{2} \frac{H}{h} t, B_0 = B \sqrt{2} \frac{H}{h} t, \varphi_0 = \varphi, \quad (45)$$

где A, B и φ – элементы подеры центра верхнего (нижнего) наблюдаемого сечения; t – нормированный множитель, зависящий от заданной вероятности получения данных о крене сооружения.

Таким образом, задача оценки точности определения полного крена сводится в основном к определению элементов подеры центров верхнего (нижнего) наблюдаемых сечений. Эти элементы вычисляются по формулам [45]

$$A^2 = \frac{2m_\beta^2}{[q^2] - q_3}; B^2 = \frac{2m_\beta^2}{[q^2] + q_3}; \varphi = \frac{1}{2} \arctg \frac{[q^2 \sin 2\alpha]}{[q^2 \cos 2\alpha]}, \quad (46)$$

где m_β – средняя квадратическая ошибка измерения углов; α_i – дирекционные углы направлений засечки; $[q^2]$ – сумма квадратов градиентов сторон засечки; – замыкающая квадратического полигона.

В свою очередь

$$q_i = \rho/S_i, (q_3)^2 = [q^2 \sin 2\alpha]^2 + [q^2 \cos 2\alpha]^2, \quad (47)$$

где S_i – длины сторон засечки, которые могут быть определены графически со схемы засечки; $\rho = 206265''$.

Необходимые данные для вычислений по формулам (46, 47) приведены в табл. 10.

Т а б л и ц а 10

Направления засечки	α_i , град	S_i , м	q_i , с/см	q_i^2 , с ² /см ²	$2 \alpha_i$, град
I – T	147°30'	121,7	16,95	287,26	295
II – T	34°30'	116,0	17,79	316,40	69

В результате вычислений при $m_{\beta} = 10''$ получены следующие значения: $q_3 = 237,39 \text{ с}^2/\text{см}^2$, $A = 0,74 \text{ см}$, $B = 0,49 \text{ см}$, $\varphi = 4^\circ 14'$. Следует отметить, что такие аргументы как q_3 и φ могут быть найдены путём элементарных графических построений так называемого квадратического полигона $T - 1' - 2'$ со сторонами q_i^2 , дирекционные углы которых $2\alpha_i$. В этом полигоне $T - 2' = q_3$, а её дирекционный угол равен 2φ .

По формулам (45), приняв, например, $t = 2$, вычисляем элементы результирующей подеры, характеризующей ошибку определения полного крена с вероятностью 0,955: $A_0 = 0,74 \sqrt{2} \frac{155}{135} 2 = 2,40 \text{ см}$; $B_0 = 0,49 \sqrt{2} \frac{155}{135} 2 = 1,59 \text{ см}$; $\varphi_0 = 4^\circ 14'$.

Подеру можно построить различными способами [47]. Рассмотрим один из них (см. рис. 50). Проводим через точку T прямую, дирекционный угол которой равен $4^\circ 14'$. На ней откладываем в выбранном масштабе отрезки $T - 1 = T - 2 = 2,40 \text{ см}$, а по перпендикулярному направлению – отрезки $T - 3 = T - 4 = 1,59 \text{ см}$.

Заметим, что расстояния $1 - 4 = 1 - 3 = 2 - 4 = 2 - 3 = \sqrt{A_0^2 + B_0^2} = M$ – средней квадратической (круговой, радиальной) ошибке. В точке e восстанавливаем перпендикуляр av к большой полуоси подеры, причём $Te = ea = ev = M/2$. По точкам a , 2 и v находим центр окружности O , а также симметричный ему O_1 . Проведя окружности радиусом $O - 2 = O_1 - 1$ и плавно соединив их с точками 3 и 4 , получаем подеру. При неизменной методике наблюдений в каждом цикле такие вычисления и построения достаточно выполнить один раз.

Из других способов построения подеры отметим механический способ с помощью приборов типа «Подерограф» или на ПК с использованием специальной программы.

Оценка точности определения полного крена с помощью подеры осуществляется следующим образом. Пусть в одном из циклов наблюдений, выполненном в июле 1975 г., был определён полный крен $K = 5 \text{ см}$ с дирекционным углом 36° . Проводим линию $TK = 5 \text{ см}$ под углом 36° к оси X и измеряем отрезок $T - i$, который в масштабе построений оказался равным $2,2 \text{ см}$. Следовательно, полный крен в данном цикле измерений был определён с ошибкой $2,2 \text{ см}$.

В общем случае с заданной вероятностью можно судить о полном крене, если его величина $K_i \geq R_i$, где R_i – радиус-вектор подеры по направлению крена. При $K_i < R_i$ нельзя судить о полном крене с заданной степенью вероятности, поскольку ошибка определения превышает его величину. Следовательно, при расчётах требуемой точности измерения горизонтальных углов β_I и β_{II} необходимо исходить из величины минимального крена, который необходимо фиксировать в результате наблюдений с заданной вероятностью.

Особый интерес представляет такое расположение точек так называемой E -оптимальной опорной сети (Тамутис З.П. Оптимальные методы проектирования геодезических сетей. М.: Недра, –1979. –133 с.), для которой подера трансформируется в круг. В этом случае ошибки по любому направлению будут одинаковы. Из формул (46) видно, что $A = B$ в том случае, если $q_3 = 0$. Эта задача может быть решена различными способами [47], причём наиболее просто с помощью построения и анализа квадратического полигона.

Одним из способов является выбор соответствующего расположения опорных пунктов. Так, подера однократной угловой засечки трансформируется в круг, если угол засечки равен 90° , а стороны засечки одинаковы. В этом случае точка $2'$ квадратического полигона $T - 1' - 2'$ совпадает с точкой T , следовательно $q_3 = 0$.

Если наблюдения следует производить более чем с двух пунктов, то на плане необходимо наметить возможные направления засечки и определить их дирекционные углы. Затем на схеме провести через точку T линии под двойными дирекционными углами. Варьируя расстояния (квадраты градиентов), число и сочетание направлений, добиваются замкнутого квадратического полигона. По квадратам градиентов определяют длины сторон засечки.

Другим способом E -оптимизации является включение в сеть дополнительных измерений. Например, если положение некоторых опорных пунктов фиксировано, то по длине и направлению замыкающей квадратического полигона можно вычислить параметры дополнительного направления засечки для включения его в наблюдения. В нашем примере подера трансформируется в круг, если есть возможность к существующей схеме засечки добавить ещё одно направление, дирекционный угол которого $2\alpha_3 = \varphi_0 - 90^\circ = 274^\circ 14'$, а длина стороны $S_3 = =206265''/\sqrt{237,39} = 133,87$ м.

E -оптимальная сеть позволяет довольно просто решать вопрос о необходимой точности измерения горизонтальных углов. В каждом конкретном случае специалисту, производящему наблюдения, следует исходить из заданной наименьшей величины крена, которую необходимо фиксировать с требуемой степенью достоверности. Тогда, приняв радиус трансформированной в круг подеры равным K_{min} , на основании формул (45,46) можно определить требуемую точность измерения горизонтальных углов засечки:

$$m_\beta = \frac{K_{min}\sqrt{[q^2]}}{2Ht} h . \quad (48)$$

Использование способа координат для башен треугольной формы предлагается осуществлять по следующей схеме [66]. Вначале определяют координаты вершин нижнего и верхнего треугольников и находят координаты ортоцентров этих треугольников. По координатам ортоцентров получают всю необходимую

информацию. Координаты вершин треугольников могут определяться способом засечек, электронными тахеометрами или (в перспективе, согласно работы [37]) GPS-приемниками. На рис. 51 показан способ прямых угловых засечек.

Для выполнения способа засечек разбивают рядом с сооружением базис **1-2** известной длины B . Точки **1** и **2** располагают произвольно на расстоянии от башни не менее полутора – двух H (H – высота башни) так, чтобы с них была обеспечена видимость на нижние ABC и верхние abc точки, а углы в треугольниках засечек находились в пределах $30-120^\circ$.

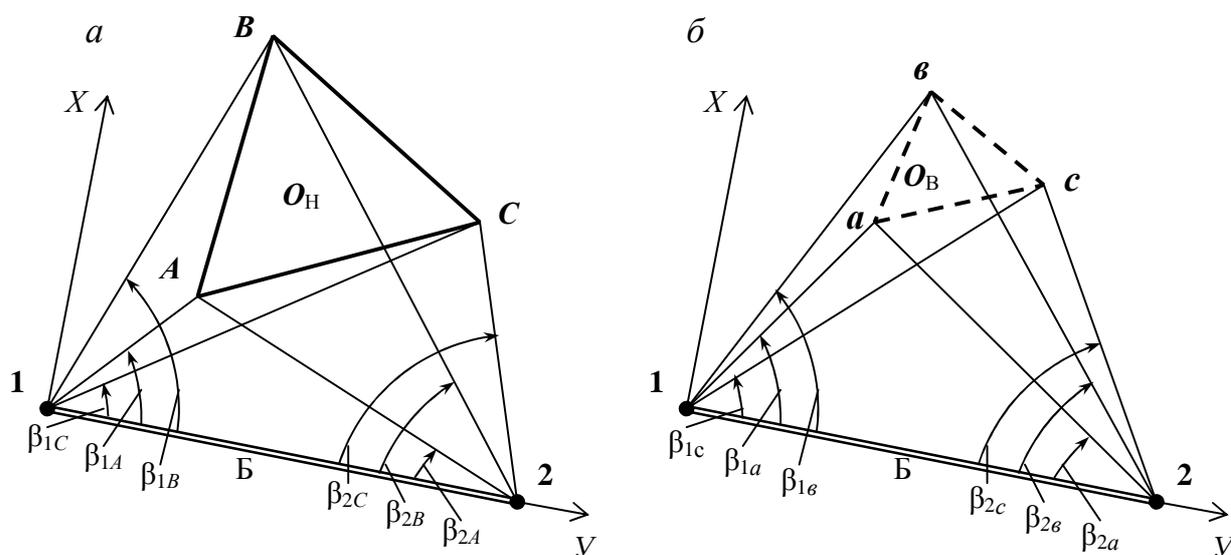


Рис. 51. Схемы к определению координат нижних (а) и верхних (б) точек башни

С точек **1** и **2** измеряют теодолитом горизонтальные углы β_{1C} , β_{1A} , β_{1B} и β_{2C} , β_{2B} , β_{2A} на нижние точки ABC и β_{1c} , β_{1a} , β_{1b} и β_{2c} , β_{2b} , β_{2a} на верхние точки abc . Дальнейшие вычисления ведут в условно выбранной системе прямоугольных координат, в которой направление оси X перпендикулярно базису **1-2**, ось Y совпадает с направлением базиса, начало координат выбирается в точке **1** ($X_1 = 0$, $Y_1 = 0$), а точка **2** имеет координаты $X_2 = 0$, $Y_2 = B$. Исходя из этого формулы для вычисления прямоугольных координат нижних и верхних точек башни будут иметь вид:

$$X_A = \frac{B \sin \beta_{2A} \sin \beta_{1A}}{\sin(\beta_{1A} + \beta_{2A})}, \quad X_B = \frac{B \sin \beta_{2B} \sin \beta_{1B}}{\sin(\beta_{1B} + \beta_{2B})}, \quad X_C = \frac{B \sin \beta_{2C} \sin \beta_{1C}}{\sin(\beta_{1C} + \beta_{2C})},$$

$$\begin{aligned}
Y_A &= \frac{B \sin \beta_{2A} \cos \beta_{1A}}{\sin(\beta_{1A} + \beta_{2A})}, & Y_B &= \frac{B \sin \beta_{2B} \cos \beta_{1B}}{\sin(\beta_{1B} + \beta_{2B})}, & Y_C &= \frac{B \sin \beta_{2C} \cos \beta_{1C}}{\sin(\beta_{1C} + \beta_{2C})}, \\
X_a &= \frac{B \sin \beta_{2a} \sin \beta_{1a}}{\sin(\beta_{1a} + \beta_{2a})}, & X_b &= \frac{B \sin \beta_{2b} \sin \beta_{1b}}{\sin(\beta_{1b} + \beta_{2b})}, & X_c &= \frac{B \sin \beta_{2c} \sin \beta_{1c}}{\sin(\beta_{1c} + \beta_{2c})}, \\
Y_a &= \frac{B \sin \beta_{2a} \cos \beta_{1a}}{\sin(\beta_{1a} + \beta_{2a})}, & Y_b &= \frac{B \sin \beta_{2b} \cos \beta_{1b}}{\sin(\beta_{1b} + \beta_{2b})}, & Y_c &= \frac{B \sin \beta_{2c} \cos \beta_{1c}}{\sin(\beta_{1c} + \beta_{2c})}.
\end{aligned} \tag{49}$$

В равносторонних треугольниках ABC и abc координаты ортоцентров O_H и O_B находят как:

$$\begin{aligned}
X_{OH} &= \frac{X_A + X_B + X_C}{3}, & Y_{OH} &= \frac{Y_A + Y_B + Y_C}{3}, \\
X_{OB} &= \frac{X_a + X_b + X_c}{3}, & Y_{OB} &= \frac{Y_a + Y_b + Y_c}{3}.
\end{aligned} \tag{50}$$

Если средние квадратические ошибки определения координат точек ABC и abc соответственно равны между собой, то есть $m_{X_A, Y_A} = m_{X_B, Y_B} = m_{X_C, Y_C} = m_{X, Y}$, $m_{X_a, Y_a} = m_{X_b, Y_b} = m_{X_c, Y_c} = m_{x, y}$, то средние квадратические ошибки координат ортоцентров составят:

$$\begin{aligned}
m_{X_{OH}} &= \frac{m_X}{\sqrt{3}}, & m_{Y_{OH}} &= \frac{m_Y}{\sqrt{3}}, \\
m_{X_{OB}} &= \frac{m_x}{\sqrt{3}}, & m_{Y_{OB}} &= \frac{m_y}{\sqrt{3}}.
\end{aligned} \tag{51}$$

По координатам ортоцентров O_H , O_B и вершин ABC , abc путём решения обратных геодезических задач определяют величину крена K , его направление и угол скручивания φ .

При необходимости координаты вершин треугольников и их ортоцентров могут быть пересчитаны в другую систему координат по существующим формулам перехода из одной системы координат в другую.

На рис. 52 приведен пример одной из разработанных нами на базе Microsoft Excel программ для обработки результатов измерений, получаемых способом прямоугольных координат [61]. Для этого достаточно ввести в ПК длину базиса B и 12 измеренных углов. Программа вычисляет координаты каждой вершины треугольников ABC и abc , координаты ортоцентров, величину крена и его направление и дает геометрическую интерпретацию положения верхнего треугольника относительно нижнего и их ортоцентров.



Рис. 52. Программа для вычисления крена башни треугольной формы

На практике, при наблюдениях за сооружениями башенного типа способом прямой угловой засечки в условиях плотной застройки, бывает трудно выбрать такое местоположение базисных точек 1 и 2, которое, помимо прочего, обеспечивало бы взаимную видимость между ними.

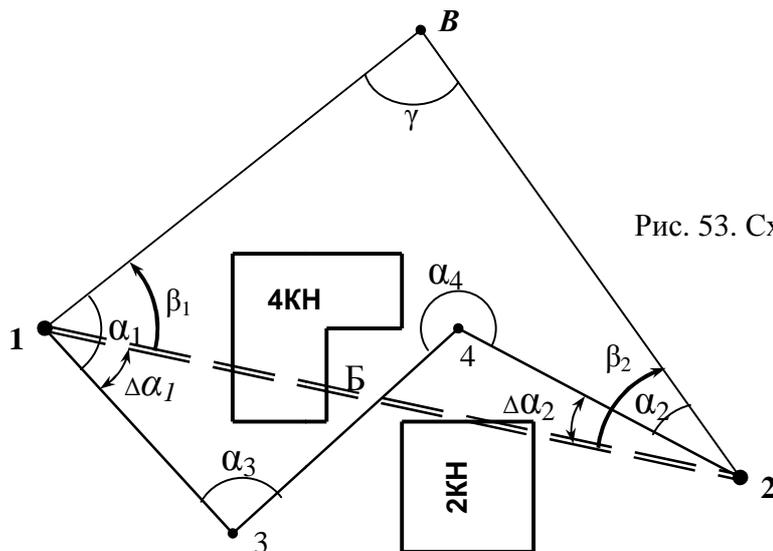


Рис. 53. Схема косвенного определения углов засечки

В этом случае между базисными точками прокладывают полигонометрический ход 1–3–4–2 и путём решения обратной геодезической задачи вычисляют длину замыкающей (длину базиса Б засечки) и её дирекционный угол в принятой системе координат (рис. 53).

В дальнейшем в очередном цикле наблюдений измеряют горизонтальные углы α_1 и α_2 , вводят в них поправки $\Delta\alpha_1$ и $\Delta\alpha_2$, получая тем самым углы засечки β_1

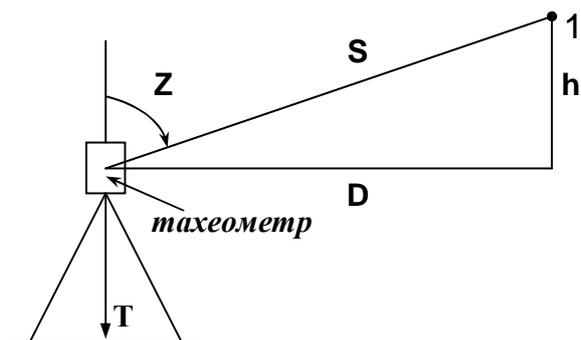


Рис. 54. Данные, получаемые с помощью клавиши **SDh** тахеометра

и β_2 . Указанные поправки находят как разность дирекционных углов ориентирных направлений и дирекционного угла базиса. В свою очередь угол засечки γ может быть найден как $\gamma = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2)$ или $\gamma = 180^\circ(n - 1) - \sum\alpha_i$. Аналогичным образом могут быть организованы наблюдения многократной засечкой.

В работе [37] предлагается на световых площадках, на выбранных заранее сечениях закреплять по направлениям осей X и Y стационарно, вплотную к телу трубы, от-

ражатели 0, 1, 2, 3, 4, а на тумбах в точках 1 и 2 поочередно устанавливать тахеометр, с помощью которого измерять соответствующие наклонные расстояния S_i и вертикальные углы (современные электронные тахеометры вместо вертикальных углов измеряют зенитные расстояния, как показано на рис. 56а. По этим данным можно вычислить горизонтальные проложения D_i и прибавить к каждому из них соответствующий радиус трубы R_i . Разности полученных значений между собой дадут величину частных или общего крена трубы по двум взаимно перпендикулярным направлениям.

С помощью современного электронного тахеометра можно определять горизонтальные углы, зенитные расстояния, наклонные дальности, горизонтальные проложения, превышения или высоты визируемых точек, приращения координат или координаты точек визирования, недоступные расстояния и др.

Так, например, установив прибор в некоторой точке T и приведя его в рабочее положение, наводят перекрестие сетки или лазерное пятно на точку 1 и на первой странице режима **P1** нажимают клавишу **УСТ 0**, а затем клавишу **РАССТ**. На экране отображаются: измеренное расстояние S и отсчёты по вертикальному кругу Z и горизонтальному кругу $\Gamma Уп$, который будет равен $0^\circ 00' 00''$. Нажимают клавишу **СТОП**, а затем клавишу **SDh**, и получают на экране наклонное расстояние S , горизонтальное проложение D и превышение h (рис. 54).

Приведенный здесь электронный тахеометр **SET 530R/R3** (рис. 55) позволяет измерять углы с точностью $5''$, дальность измерения расстояний:

- на одну призму 5000 м с точностью $\pm(2+2 \times 10^{-6} \times D)$ мм;
- без отражателя (пленки или призмы) дальность измерения расстояний 350 м с точностью $\pm(3+2 \times 10^{-6} \times D)$ мм.

Современные электронные тахеометры позволяют измерять расстояния без отражателя до 200-500 и более метров с точностью 1-3 мм плюс приборная поправка $2 \times 10^{-6} \times D$.

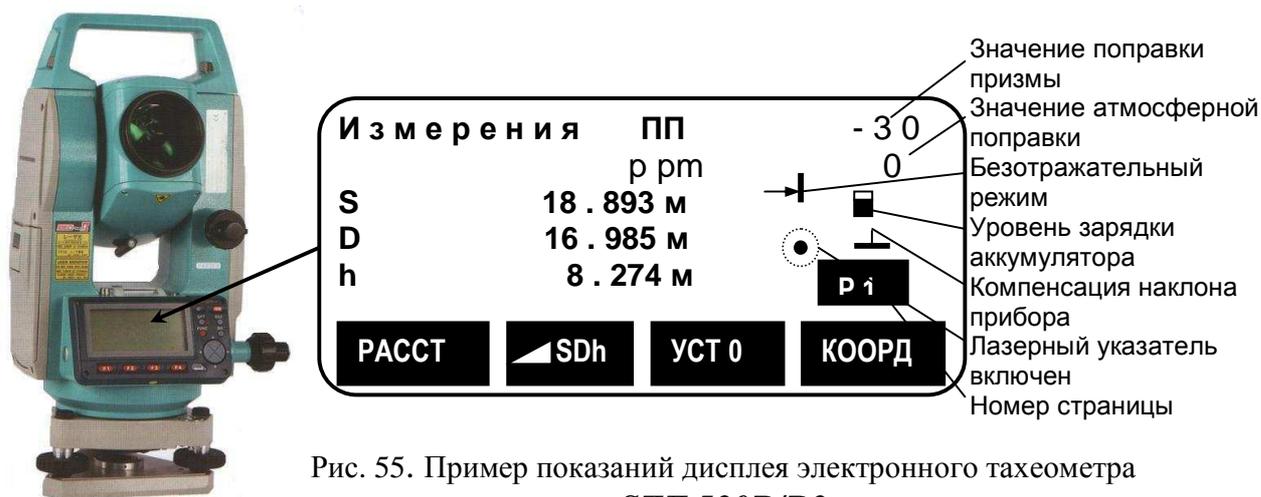


Рис. 55. Пример показаний дисплея электронного тахеометра *SET 530R/R3*

Достаточно установить такой тахеометр, например, в точке **1** (рис. 42а) и, визируя последовательно на точки 0, 1, ..., 4 при включенном соответствующем режиме измерений, сразу получать на экране дисплея на каждую наблюдаемую точку наклонное расстояние S , горизонтальное проложение D и превышение h .

Аналогичные измерения проводят с точки **2**. Прибавляя к полученным значениям D_i соответствующие радиусы трубы R_i , находят расстояния X_i и U_i от опорных точек **1** и **2** до центра трубы (рис. 56б). По разностям этих расстояний, как было сказано выше, находят величину частных или общего крена трубы. Так, например, общий крен K трубы и его направление (рис. 56б) можно найти аналитически, путём решения обратной геодезической задачи по координатам X_H , U_H и X_B , U_B нижнего O_H и верхнего O_B центров трубы.

Крен трубы K и его направление (рис. 56б) можно также найти путём простых графических построений. Для этого достаточно на осях прямоугольной системы координат XO_HU отложить в крупном масштабе отрезки ΔX и ΔU с учётом их знака, равные соответственно разностям $X_H - X_B$ и $U_H - U_B$, и измерить величину и направление крена.

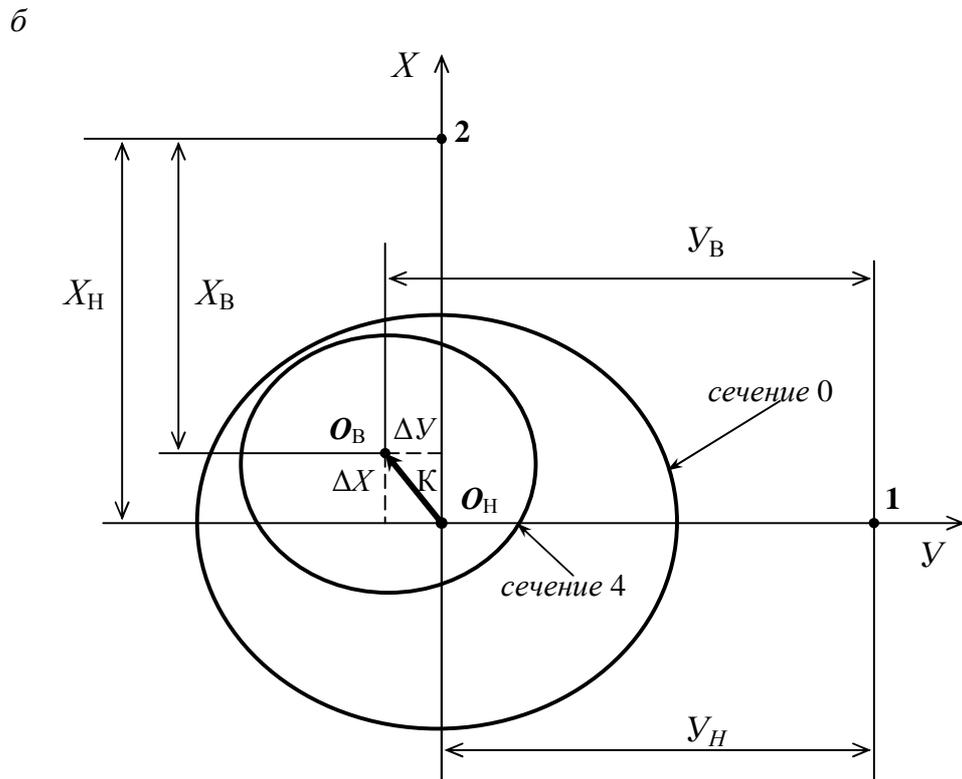
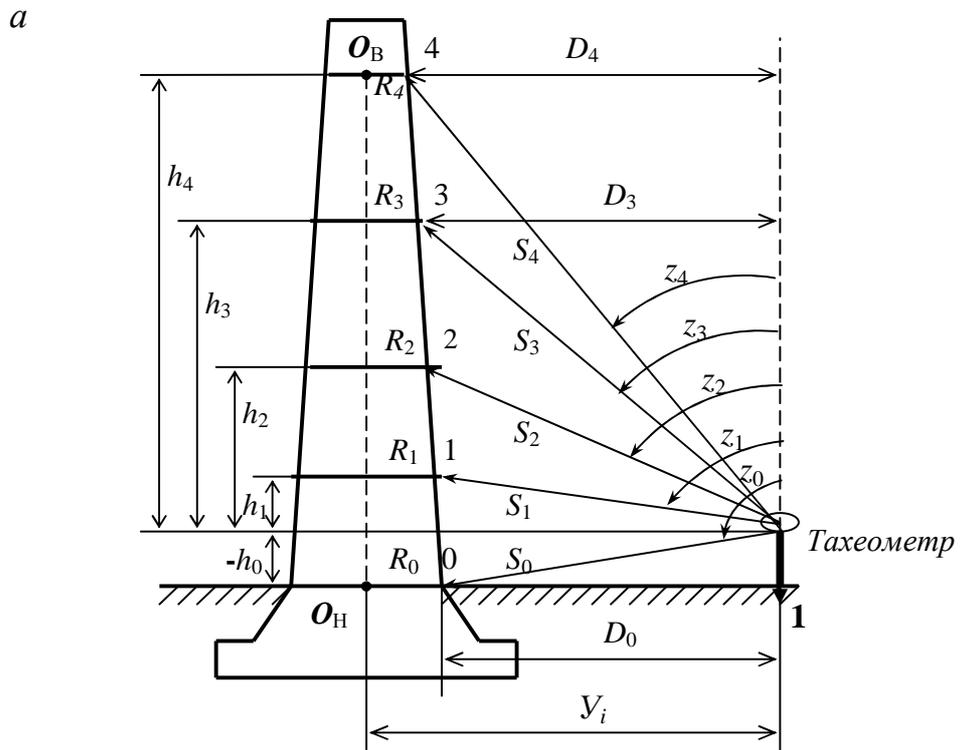


Рис. 56. Схемы к определению крена сооружения электронным тахеометром

Следует сказать, что в каждом цикле наблюдений (при однообразном положении тахеометра на тумбах **1** и **2** за счёт принудительного центрирования) можно контролировать правильность наведения на точки $0, 1, \dots, 4$ по значениям превышений h на экране дисплея.

4.7. Односторонний способ определения крена сооружений

Способность современных электронных тахеометров выдавать на экран дисплея пространственные координаты наблюдаемых точек позволяет реализовать односторонний способ определения крена. Его сущность заключается в следующем (рис. 57). С опорной точки **1** определяют тахеометром условные координаты ΔX и Y_4 точки **4** в системе координат $XO_H Y$. Вычисляют $\Delta Y = Y_4 - Y_{4пр}$ и по значениям ΔX и ΔY находят крен K и его направление.

Однако описанный выше способ [37] и возможные варианты его модификации в своей основе имеют один существенный недостаток. Он заключается в том, что практически невозможно расположить точки $0, 1, \dots, 4$ одновременно по направлению координатной оси и на диаметре трубы, совпадающим с направлением этой оси. Поэтому односторонний способ определения крена электронным тахеометром можно выполнить следующим образом [70, 75, 76].

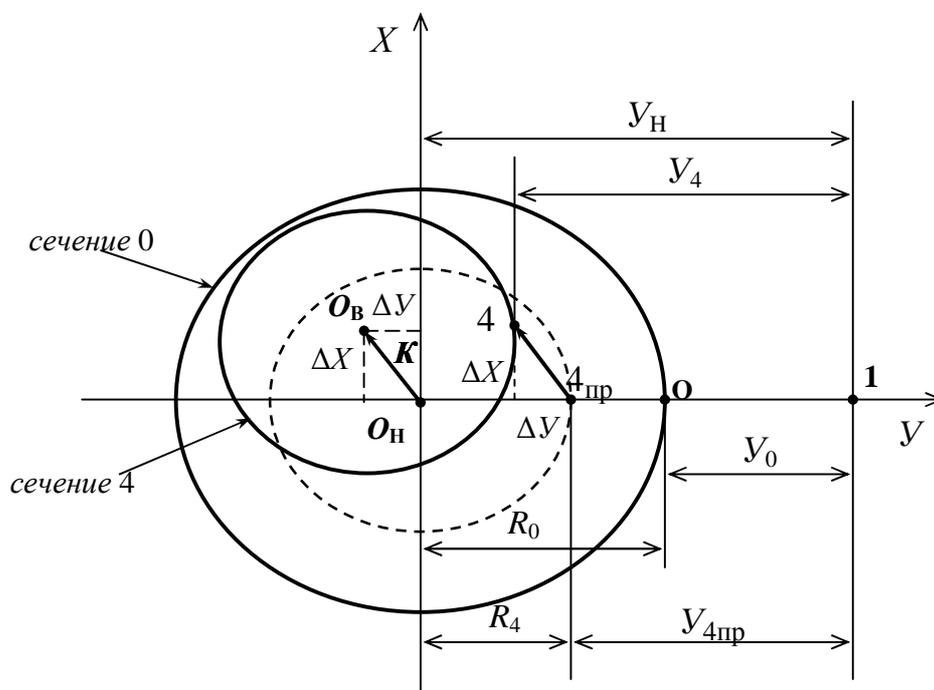


Рис. 57. Схема одностороннего способа определения крена электронным тахеометром

В опорной точке **1**, расположенной на расстоянии $1,5-3,0H$ от трубы в месте, с которого виден её верх и низ, устанавливают тахеометр. Визируя и беря отсчёты по горизонтальному кругу на левую и правую образующие трубы в её нижнем сечении, находят средний отсчёт, по которому на трубе отмечают точку **О**. На уровне этой точки измеряют периметр трубы $2\pi R_0$ и вычисляют её радиус R_0 . Измеряют расстояние $1-O = Y_0$, прибавив к которому R_0 , получают координаты нижнего O_H центра трубы $X = 0, Y = Y_H$. Находят проектные координаты точки $4_{пр}$, а именно $X_{4пр} = 0, Y_{4пр} = Y_H - R_4$.

Визируя и беря отсчёты по горизонтальному кругу на левую и правую образующие трубы в её верхнем сечении **4** (рис. 58), находят средний отсчёт, соответствующий направлению на центр O_B этого сечения и устанавливают его на горизонтальном круге.

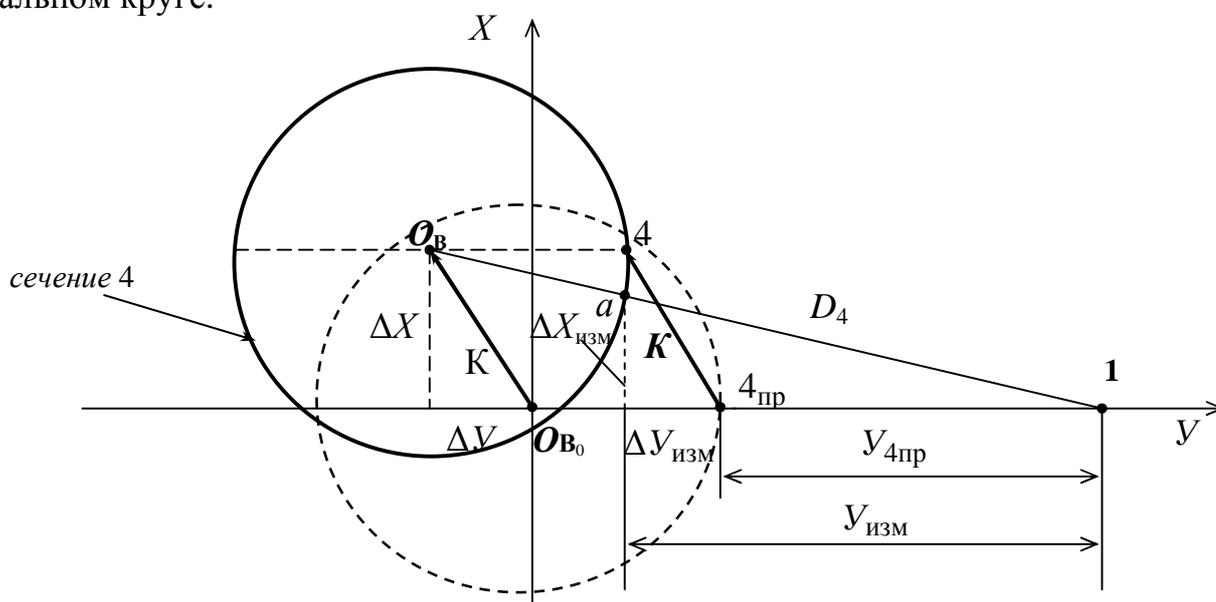


Рис. 58. Схема практического выполнения одностороннего способа определения крена электронным тахеометром

По этому направлению измеряют горизонтальное проложение $1-a = D_4$, а затем координаты $\Delta X_{изм}$ и $Y_{изм}$ точки a в системе координат $XO_H Y$. По этим данным вычисляют $\Delta Y_{изм} = Y_{изм} - Y_{4пр}$ и определяют ΔX по формуле

$$\Delta X = \Delta X_{изм} \left(1 + \frac{R_4}{D_4}\right). \quad (52)$$

Приняв $\Delta Y \approx \Delta Y_{изм}$, вычисляют путём решения обратной геодезической задачи величину K крена и его направление. Аналогичным образом можно определить частные крены при наблюдениях любого сечения трубы, радиус которого

участвует в определении $1_{\text{пр}}, 2_{\text{пр}}, 3_{\text{пр}} \dots$. По этой методике можно вообще обойтись без предварительной маркировки точек $1, \dots, 4$.

Однако следует отметить, что в описанных способах координат (рис. 56, 57, 58) необходимо знать фактические радиусы каждого наблюдаемого сечения трубы, от точности которых в значительной степени будет зависеть точность получаемых результатов.

Необходимость определения радиусов может возникнуть при обмерах сооружений, имеющих форму тела вращения: дымовые и вентиляционные трубы, градирни, ректификационные колонны, грануляционные башни, копры над стволами шахт, водонапорные башни, радиотелевизионные антенные опоры, силосные башни, колонны зданий, различные резервуары, купола исторических памятников и др. Вообще говоря, фактические радиусы, например, дымовой трубы могут быть определены путём непосредственных измерений периметра $2\pi R$ наблюдаемых сечений, либо, при наличии видимости на левую Л и правую П образующие трубы, их можно определить дистанционно [75,76].

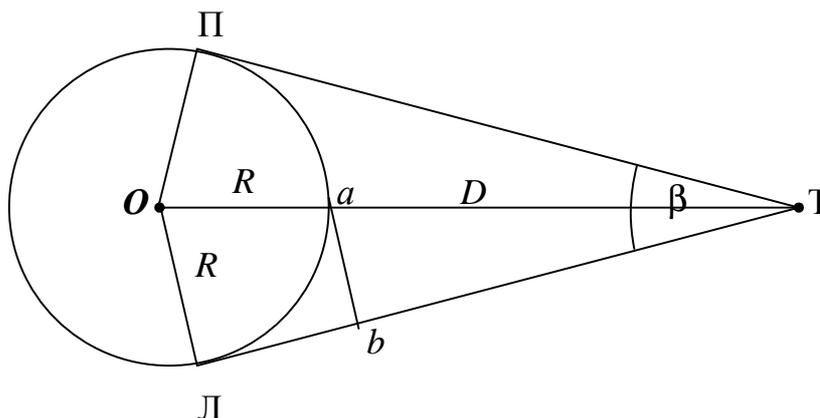


Рис. 59. Схема дистанционного способа определения радиуса сооружения круглой формы

Для этого (рис. 59) достаточно установить тахеометр Т на некотором расстоянии от трубы, измерить горизонтальный угол β между её левой и правой образующими Л и П и измерить горизонтальное проложение $Ta = D$. Тогда из подобия прямоугольных треугольников OTL и aTb можно найти радиус R :

$$R = \frac{D \times \sin \frac{\beta}{2}}{1 - \sin \frac{\beta}{2}} . \quad (53)$$

Если в формуле (53) дробное выражение при D разложить в ряд, то получим для радиуса R другую формулу

$$R = D(\sin \frac{\beta}{2} + \sin^2 \frac{\beta}{2} + \sin^3 \frac{\beta}{2} + \dots), \quad (54)$$

по которой точность вычисления значения радиуса будет зависеть от количества слагаемых в скобках.

Для иллюстрации этого рассмотрим пример вычисления по формуле (54) радиуса $R=5$ м при различных расстояниях D от 5 до 200 м, то есть при соотношении $k = D/R$ от 1 до 40 (Раскаткин Ю.Н., Бутырёв К.А. О необходимом количестве слагаемых в формуле для определения радиуса сооружения линейно-угловым способом / Ю.Н. Раскаткин, К.А. Бутырёв // Сборник трудов аспирантов и магистрантов. Т. 1.– Н. Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –2014. – С. 161–164.)

В табл. 11 приведены данные показывающие, что в зависимости от требуемой точности получаемых результатов, количество n в значительной степени зависит от k . Так, например, при $\delta=10^{-5}$ и $k = 40$ ($D=200$ м) достаточно в формуле (1) ограничиться тремя слагаемыми, в то время как при $k = 2$ ($D=10$ м) таких слагаемых должно быть не менее десяти.

Т а б л и ц а 11

Значения радиуса R (5 м) при различных D и n

$D, \text{ м}$	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}
5	2,50000	3,75000	4,37500	4,68750	4,84375	4,92188	4,96094	4,98047	4,99023	4,99512
10	3,33333	4,44444	4,81481	4,93827	4,97942	4,99314	4,99771	4,99924	4,99975	4,99992
20	4,00000	4,80000	4,96000	4,99200	4,99840	4,99968	4,99994	4,99999	5,00000	5,00000
40	4,44444	4,93827	4,99314	4,99924	4,99992	4,99999	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000
60	4,61538	4,97041	4,99772	4,99982	4,99999	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000
75	4,68750	4,98047	4,99878	4,99992	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000
100	4,76190	4,98866	4,99946	4,99997	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000
200	4,87805	4,99703	4,99993	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000	5,00000

Для непосредственного определения количества слагаемых n в формуле (54) в зависимости от фактического соотношения k и заданной точности δ , рассмотрим выражение:

$$\sin^n \frac{\beta}{2} > \delta. \quad (55)$$

Прологарифмируем выражение (55) и выразим значение n следующим образом:

$$n > \frac{\lg \delta}{\lg \sin \frac{\beta}{2}}, \quad (56)$$

где согласно рис. 59 $\sin \frac{\beta}{2}$ можно выразить как:

$$\sin \frac{\beta}{2} = \frac{R}{R+D} = \frac{1}{1+\frac{D}{R}} = \frac{1}{1+k}. \quad (57)$$

Обратим внимание на то, что при геодезических наблюдениях высоких сооружений башенного типа (например, дымовых труб) наблюдатель вынужден располагать точку Т (рис. 59) на расстоянии не менее 1,5-3,0 Н, где Н – высота сооружения.

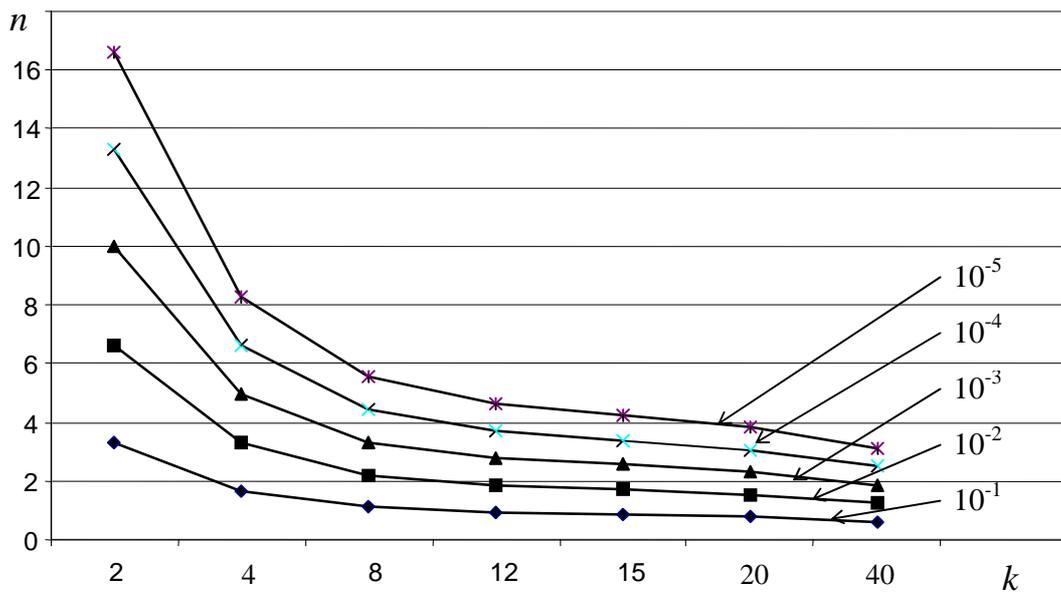


Рис. 60. Графики зависимости количества слагаемых n от соотношения k

В этом случае будет иметь место соотношение $k \gg 1$, поэтому $\sin \frac{\beta}{2}$ можно представить как $\sin \frac{\beta}{2} \approx \frac{1}{k}$. Тогда формула (56) в упрощённом виде будет выглядеть следующим образом:

$$n > \frac{-\lg \delta}{\lg k}. \quad (58)$$

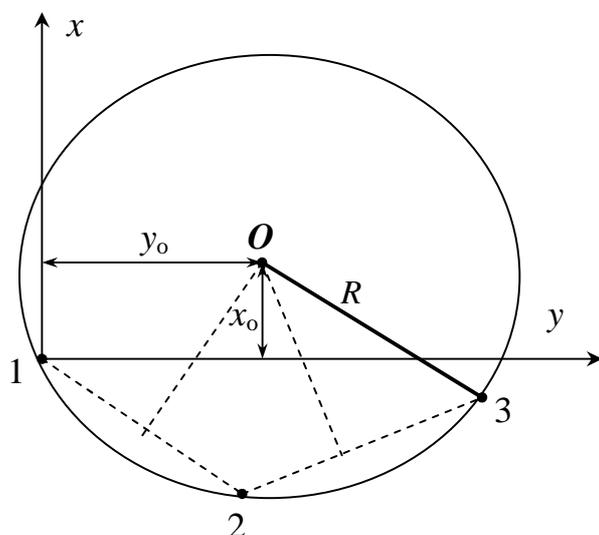


Рис. 60. Схема одностороннего координатного способа

По формуле (58) построены графики зависимости для различных δ от 10^{-1} до 10^{-5} (рис. 60), пользуясь которыми можно для любого конкретного случая определить количества слагаемых n в скобках формулы (54).

Для исключения недостатков, присущих двустороннему (рис. 56) и одностороннему (рис. 57, 58) способам, нами [74,75, 76] разработан более совершенный вариант одностороннего координатного способа определения крена высоких сооружений башенного типа круглой формы (рис. 60).

Его теоретическое обоснование заключается в следующем. Напишем

три уравнения окружности:

$$\begin{aligned} (x_1 - x_0)^2 + (y_1 - y_0)^2 &= R^2, \\ (x_2 - x_0)^2 + (y_2 - y_0)^2 &= R^2, \\ (x_3 - x_0)^2 + (y_3 - y_0)^2 &= R^2, \end{aligned} \quad (59)$$

Составим две разности: первого уравнения и второго, первого уравнения и третьего и после соответствующих преобразований получим:

$$2x_0(x_1 - x_2) + 2y_0(y_1 - y_2) = x_1^2 - x_2^2 + y_1^2 - y_2^2, \quad (60)$$

$$2x_0(x_1 - x_3) + 2y_0(y_1 - y_3) = x_1^2 - x_3^2 + y_1^2 - y_3^2,$$

Из коэффициентов при неизвестных x_0 и y_0 уравнений (60) составим определитель Δ второго порядка:

$$\Delta = \begin{vmatrix} 2(x_1 - x_2) & 2(y_1 - y_2) \\ 2(x_1 - x_3) & 2(y_1 - y_3) \end{vmatrix} = 4(x_1 - x_2)(y_1 - y_3) - 4(x_1 - x_3)(y_1 - y_2). \quad (61)$$

Согласно правила Крамера можно написать:

$$x_0 = \Delta_x / \Delta, \quad y_0 = \Delta_y / \Delta, \quad (62)$$

где Δ_x и Δ_y – определители, составленные из соответствующих столбцов определителя Δ (61) и правых частей уравнений (60). Причём, если $\Delta \neq 0$, то система (62) имеет единственное решение. Определители Δ_x и Δ_y будут иметь вид:

$$\Delta_x = \begin{vmatrix} (x_1^2 - x_2^2) + (y_1^2 - y_2^2) & 2(y_1 - y_2) \\ (x_1^2 - x_3^2) + (y_1^2 - y_3^2) & 2(y_1 - y_3) \end{vmatrix},$$

$$\Delta_y = \begin{vmatrix} 2(x_1 - x_2) & (x_1^2 - x_2^2) + (y_1^2 - y_2^2) \\ 2(x_1 - x_3) & (x_1^2 - x_3^2) + (y_1^2 - y_3^2) \end{vmatrix}. \quad (63)$$

Вычислив Δ_x и Δ_y , находим по формулам (62) координаты центра x_0 и y_0 , подставив которые в выражения (59), можно, при необходимости, определить радиус рассматриваемого сечения R_i .

Графическое решение поставленной задачи заключается в определении положения центра O по трём точкам рассматриваемого сечения. Для этого достаточно нанести по прямоугольным координатам точки 1, 2 и 3 на план и в середине отрезков 1-2 и 2-3 восстановить перпендикуляры, в пересечении которых получим центр сечения O (см. пунктирные построения на рис. 60).

Если определить с одной точки стояния электронного тахеометра в условной системе x_1y (рис. 60) координаты любых трёх точек нижнего, промежуточных

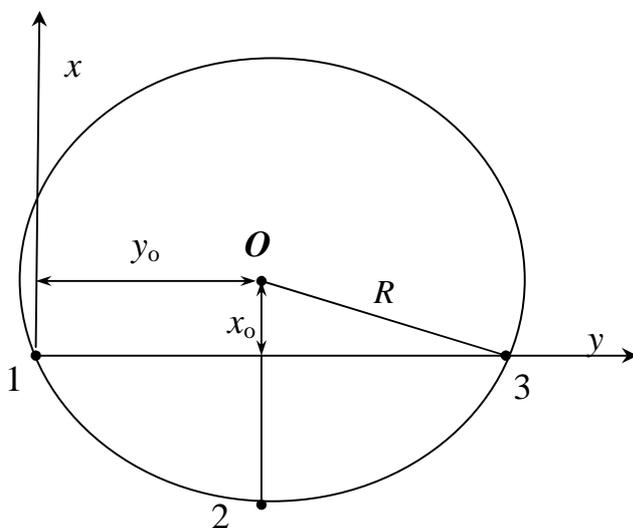


Рис. 61. Частный случай одностороннего координатного способа

и верхнего сечений сооружения и вычислить по формулам (62) координаты центров наблюдаемых сечений, то по координатам центров этих сечений можно найти частные и общий крен сооружения и его направление аналитически или графически.

В общем виде точность такого одностороннего координатного способа определения крена сооружения зависит от точности координат x_0 , y_0 центров его наблюдаемых сечений, которая в свою очередь зависит от точности определения координат точек 1 (x_1 , y_1), 2 (x_2 , y_2) и 3 (x_3 , y_3) [23].

Рассмотрим схему одностороннего координатного способа (рис. 61), ко-

гда точка 3 лежит на оси y , а точка 2 – на перпендикуляре к этой оси, проходящем через центр O круга.

В этом случае координаты $x_1 = 0$, $y_1 = 0$, $x_3 = 0$, $y_3 = 2y_2$. Подставляя эти значения в вышеприведенные формулы получим, после соответствующих преобразований, координаты центра:

$$x_0 = \frac{x_2^2 - y_2^2}{2x_2}, \quad y_0 = y_2. \quad (64)$$

Найдём среднюю квадратическую ошибку m_{x_0} координаты x_0 , используя формулу (64):

$$m_{x_0}^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} \right)^2 m_{x_2}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y_2} \right)^2 m_{y_2}^2, \quad (65)$$

где выражения в скобках представляют собой частные производные, а m_{x_2} и m_{y_2} – средние квадратические ошибки измерения x_2 и y_2 .

Примем $m_{x_2} = m_{y_2} = m$, в результате чего, после соответствующих преобразований, получим:

$$m_{x_0}^2 = \left[\frac{1}{4} + \frac{y_2^2}{2x_2^2} + \frac{y_2^2(y_2^2 + 4)}{4x_2^4} \right]^2 m^2. \quad (66)$$

Что касается средней квадратической ошибки m_{y_0} координаты y_0 , то согласно (64) она равна:

$$m_{y_0} = m, \quad (67)$$

и практически не зависит от величины измеряемых координат, в то время как на ошибку определения x_0 оказывает существенное влияние соотношение y_2 и x_2 .

Для исследования этого влияния были измерены на окружности радиуса $R = 5,0$ (рис. 61) в условной системе x_1y_1 и в условных единицах прямоугольные координаты x_2 и y_2 с различным их соотношением y_2/x_2 : 1,0; 1,11; 1,22; 1,53; 2,0; 2,33; 3,0. Подсчитанные по формуле (66) средние квадратические ошибки m_{x_0} оказались равными: 1,02 m ; 1,14 m ; 1,29 m ; 1,75 m ; 2,69 m ; 3,58 m ; 5,83 m . Как видим, при $y_2/x_2 = 1,0$ ошибка $m_{x_0} = 1,02m$, а при $y_2/x_2 = 3,0$ ошибка $m_{x_0} = 5,83m$, то есть увеличилась почти в 6 раз.

По приведенным данным построен график зависимости средней квадратической ошибки m_{x_0} от соотношения y_2/x_2 (рис. 62). График наглядно иллюстрирует,

что для повышения точности определения координат центра x_0 и y_0 необходимо стремиться к уменьшению соотношения y_2/x_2 .

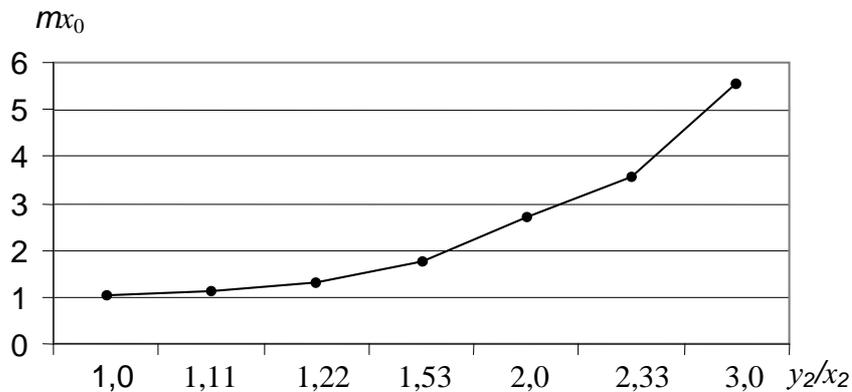


Рис. 62. График зависимости ошибки mx_0 от соотношения y_2/x_2

Таким образом, односторонний координатный способ определения крена заключается в том, что с одной точки стояния электронного тахеометра безотражательного типа определяют прямоугольные координаты любых трёх точек нижнего, промежуточных и верхнего наблюдаемых сечений. По координатам этих точек вычисляют (по приведенной выше методике) координаты центров наблюдаемых сечений. По координатам центров сечений можно определить частные и общий крен сооружения и его направление аналитически или графически.

Кроме того, для повышения точности и надёжности получаемых результатов количество наблюдаемых точек можно увеличить. Так, для четырёх точек получим четыре значения координат центра, для пяти – десять значений и т. д.

В общем виде математическая постановка задачи по определению положения и радиуса сечений сооружения может быть сформулирована следующим образом: на плоскости имеется некоторое количество точек, координаты которых известны. В идеале эти точки должны лежать на одной окружности, параметры которой (координаты центра и радиус) требуется определить. Если количество точек равно 3, задача имеет очевидное решение. Однако, если число точек больше, то в силу разных причин (неидеальность реальных объектов, погрешности измерений и т.п.) такой окружности может не существовать. Возникает задача подбора окружности оптимального радиуса R_{opt} , наименее отклоняющейся от заданных точек. Для этого следует построить функцию ошибок (например, сумму квадратов расстояний имеющихся точек от этой окружности), причём аргументами такой функции являются три параметра искомой окружности. Минимум этой неотрицательной функции (в идеале равный нулю) дает решение задачи.

В системе MatLab (Кетков Ю.Л., Кетков А. Ю., Шульц М.М. MatLab 7. Программирование, численные методы // «БХВ-Петербург». Санкт-Петербург, –2005,

–752 с.) поиск минимума может быть осуществлен, например, с помощью "фирменной" функции `fminunc`, одним из входных параметров которой является идентификатор минимизируемой функции (в нашем случае – функции ошибок).

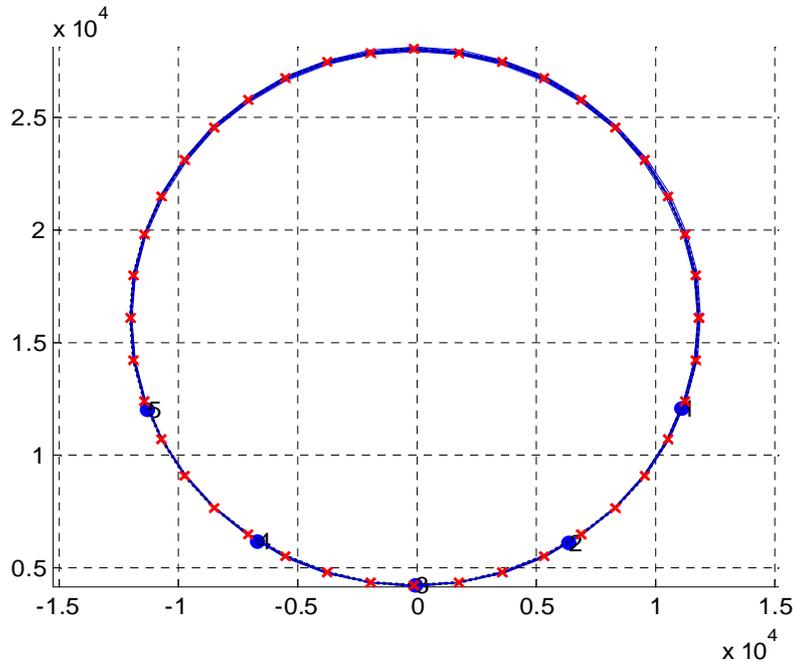


Рис. 63. Схема моделирования по 5 точкам на одной окружности

Следует сказать, что поставленная задача также может иметь одно очевидное решение даже при количестве точек больше 3 при условии, что эти точки лежат на одной окружности и их координаты определены безошибочно. Такой вывод был подтверждён соответствующими результатами моделирования, которое заключалось в измерении в ArchiCAD-11 (рис. 63) в условной системе и условных единицах координат пяти точек 1, 2, 3, 4, 5 (графы 2, 3, 4, 5, 6, 7 табл. 12).

Затем, по специально разработанной в системе MatLab программе, были подсчитаны координаты центров сечений и их радиусы (графы 8, 9, 10 табл. 12) для 10 различных сочетаний из пяти этих точек по три и построены окружности. Результаты моделирования показали, что для всех 10 сочетаний получены практически одни и те же значения координат центров и радиусов сечений, а все построенные окружности слились в одну, в том числе и окружность радиуса R_{opt} (рис. 63).

Однако в большинстве случаев, если реальные точки не слишком сильно отклоняются от одной (пока неизвестной) окружности, то её параметры можно с достаточной точностью найти не прибегая к "тяжелой артиллерии" в виде MatLab.

Проведенные авторами численные эксперименты показывают, что хорошим приближением к идеалу дает метод "средних по тройкам".

В этом случае перебираются все сочетания по 3 из имеющихся n точек. Для каждой тройки вычисляются параметры окружности, проходящей через эти три точки и затем найденные параметры усредняются.

Т а б л и ц а 12

Результаты моделирования по 5 точкам в ArchiCAD-11

Точки 1	x_i			y_i			x 8	y 9	R 10
	2	3	4	5	6	7			
1-2-3	11113	6340	-90	12102	6071	4181	-90,1	16064,0	11883,0
1-2-4	11113	6340	-6712	12102	6071	6197	-90,1	16064,1	11883,1
1-2-5	11113	6340	-11267	12102	6071	12027	-90,4	16064,3	11883,4
1-3-4	11113	-90	-6712	12102	4181	6197	-90,2	16064,2	11883,2
1-3-5	11113	-90	-11267	12102	4181	12027	-90,4	16064,5	11883,5
1-4-5	11113	-6712	-11267	12102	6197	12027	-90,4	16064,9	11883,6
2-3-4	6340	-90	-6712	6071	4181	6197	-90,1	16064,3	11883,3
2-3-5	6340	-90	-11267	6071	4181	12027	-90,3	16064,7	11883,7
2-4-5	6340	-6712	-11267	6071	6197	12027	-90,1	16065,1	11884,0
3-4-5	-90	-6712	-11267	4181	6197	12027	-89,8	16065,4	11884,4

Ниже приводится пример такого рода с условными, нарочито довольно "плохими" данными (координатами x_i и y_i) для 5 точек (графы 2, 3, 4, 5, 6, 7 табл. 13).

По этим данным были подсчитаны координаты центров сечений и их радиусы с округлением результатов до одной цифры после запятой (графы 8, 9, 10 табл. 13) для 10 различных сочетаний из пяти этих точек по три и построены окружности, в том числе средняя и оптимальная (рис. 64).

Полученная методом "средних по тройкам" окружность имеет параметры: $X_{mean} = 0,0$, $Y_{mean} = 13.5$, $R_{mean} = 10.8$, а параметры оптимальной окружности, полученной при помощи функции $fminunc$, составили: $X_{opt} = 0,3$, $Y_{opt} = 13.4$, $R_{opt} = 10.7$, то есть и те и другие оказались практически одинаковыми.

Таблица 13

Результаты моделирования по 5 произвольным точкам

Точки	x_i			y_i			x	y	R
	2	3	4	5	6	7			
1-2-3	11	5	0	12	4	3	0,5	13,6	10,7
1-2-4	11	5	-7	12	4	5	-0,2	14,1	11,4
1-2-5	11	5	-10	12	4	12	0,5	13,6	10,6
1-3-4	11	0	-7	12	3	5	-0,4	14,7	11,8
1-3-5	11	0	-10	12	3	12	0,5	13,6	10,6
1-4-5	11	-7	-10	12	5	12	0,5	12,4	10,5
2-3-4	5	0	-7	4	3	5	0,0	16,1	13,1
2-3-5	5	0	-10	4	3	12	0,5	13,6	10,6
2-4-5	5	-7	-10	4	5	12	-0,4	12,0	9,6
3-4-5	0	-7	-10	3	5	12	-1,3	11,6	8,7

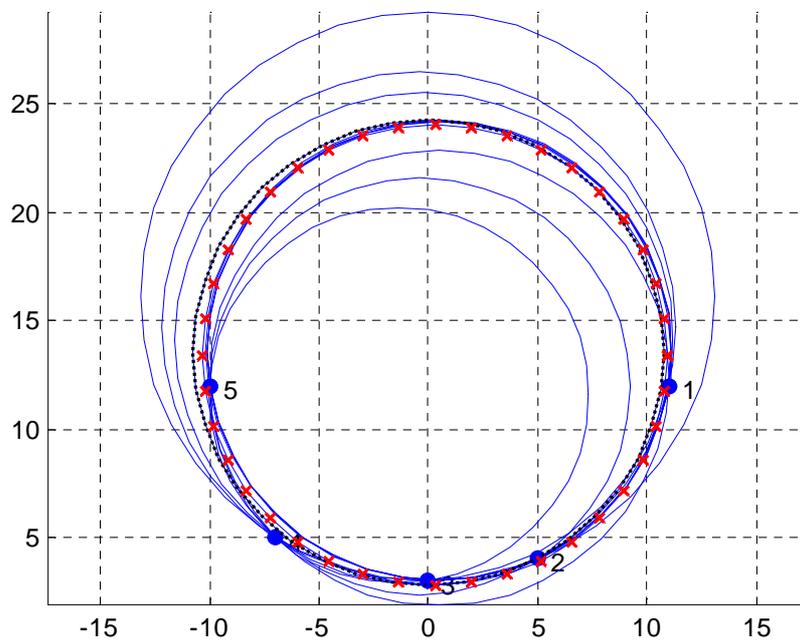


Рис. 64. Схема моделирования по 5 произвольным точкам

Аналогичный эксперимент был выполнен для 4 точек 1, 2, 3, 4 (табл.14) и построены окружности, в том числе средняя и оптимальная (рис. 65).

Т а б л и ц а 14

Результаты моделирования по 4 произвольным точкам

Точки	x_i			y_i			x	y	R
	2	3	4	5	6	7			
1-2-3	11	5	-7	12	4	5	-0,2	14,1	11,4
1-2-4	11	5	-10	12	4	12	0,5	13,6	10,6
1-3-4	11	-7	-10	12	5	12	0,5	12,4	10,5
2-3-4	5	-7	-10	4	5	12	-0,4	12,0	9,6

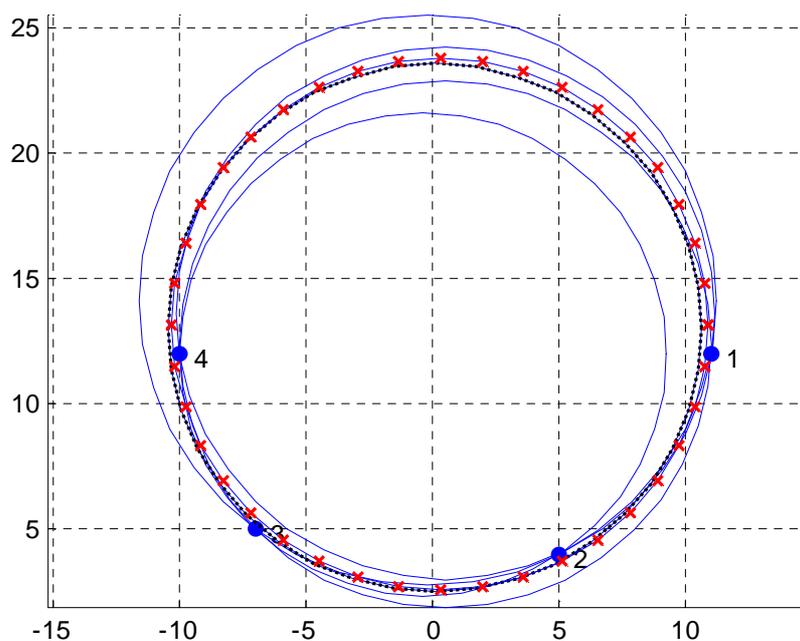


Рис. 65. Схема моделирования по 4 произвольным точкам

Параметры средней окружности оказались равными: $X_{mean} = 0,1$, $Y_{mean} = 13,0$, $R_{mean} = 10,5$, а параметры оптимальной окружности составили: $X_{opt} = 0,3$, $Y_{opt} = 13,2$, $R_{opt} = 10,6$, то есть и те и другие опять оказались практически одинаковыми.

Проведенные исследования показали, что рассмотренный односторонний координатный способ может с успехом применяться для определения положения и радиусов сечений сооружений башенного типа круглой формы. Он отличается высокой производительностью и имеет соответствующее программное обеспечение, позволяющее получать по координатам n точек наблюдаемых сечений искомые результаты не только в аналитической, но и в графической форме. Последнее позволяет (помимо прочего) путём совмещения оптимальных окружностей нижнего, промежуточных и верхнего наблюдаемых сечений получить наглядное представление о пространственном положении исследуемого сооружения. По координатам центров наблюдаемых сечений можно определить крен сооружения по осям координат, а также частные и общий крен.

Считаем перспективным выполнение предлагаемого способа с помощью приборов наземного лазерного сканирования, позволяющих получать изображение сооружения и координаты любой его точки.

В настоящее время (как отмечалось выше) широкое распространение получили цифровые видеоизмерительные устройства на базе использования ПЗС-матриц в сочетании с компьютерной техникой (так называемые неметрические цифровые фотокамеры). С их помощью радиусы сооружений круглой формы (рис. 6б) можно определять следующим образом [79].

Фотографируют сооружение с приложенной к нему горизонтально нивелирной рейкой из точки Φ , расположенной на некотором расстоянии $\Phi O = d$. Нивелирная рейка в дальнейшем служит для масштабирования снимка с целью получения результатов измерений на нём в метрической системе.

Следует сказать, что изображение на снимке воображаемой хорды 3-4 не соответствует диаметру 1-2 поперечного сечения сооружения, а всегда меньше его. Поэтому в результаты измерений на снимке величины этой хорды необходимо вводить соответствующую поправку.

Для определения величины этой поправки введём обозначения: $\Phi 4 = l$, $O_1 4 = h$. Из подобия треугольников $O\Phi 4$ и $O_1\Phi 4$ имеем $R/d = h/l$, отсюда выразим $l = dh/R$. Примем $d = nR$ (где n – число укладываем радиуса в расстоянии $\Phi O = d$), тогда $l = nh$. Из треугольника $O\Phi 4$ найдём $R^2 = d^2 - l^2$. Подставим в это выражение значения d и l и после соответствующих преобразований получим формулу

$$R = \frac{h}{\sqrt{1 - \frac{1}{n^2}}} . \quad (68)$$

В этой формуле единица делённая на корень квадратный представляет поправочный коэффициент к измеренной на снимке (с использованием программы, например, ArchiCAD 11) величине h . Для значений n , равных 1,5; 2; 4; 6; 8; 10;

15 и 20 были подсчитаны эти коэффициенты, которые оказались равными соответственно 1,342; 1,155; 1,033; 1,014; 1,008; 1,005; 1,002; 1,001.

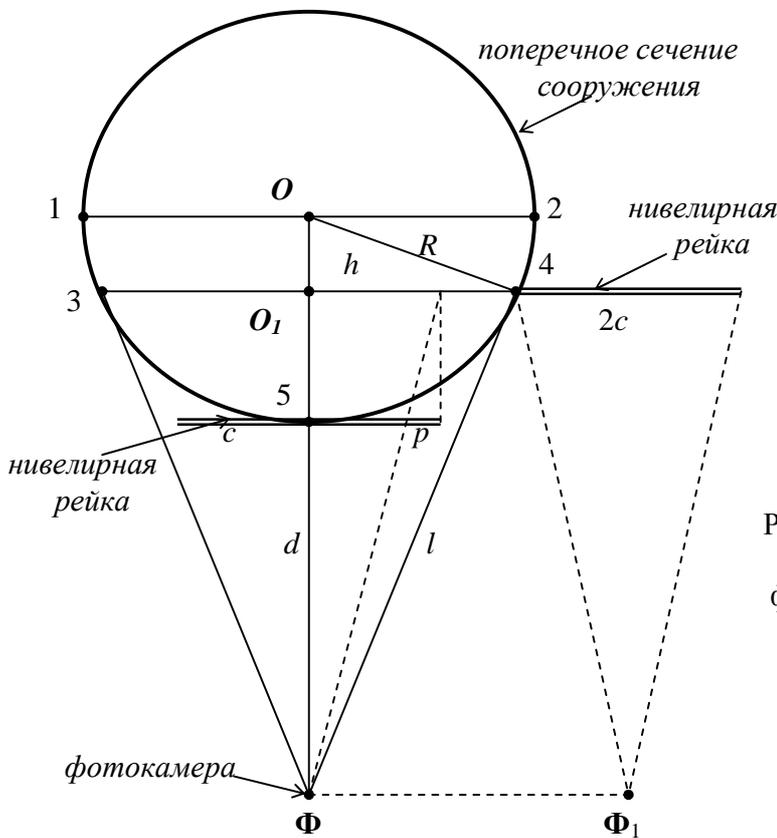


Рис. 66. Схема к определению радиуса сооружения фотографическим способом

Анализ формулы (68) с позиций теории ошибок позволяет констатировать, что точность определения радиуса сооружения предлагаемым способом в основном зависит от точности измерения на снимке величины хорды 3-4, поскольку поправочный коэффициент даже при $n = 2$ составляет всего 1,155 и с увеличением n стремится к единице. В то же время увеличение расстояния фотографирования может отрицательно сказаться на точности измерения хорды 3-4. Поэтому, в каждом конкретном случае следует выбирать оптимальное соотношение между расстоянием фотографирования и погрешностью измерения снимка, обеспечивающее заданную точность определения радиуса сооружения.

Если поправочный коэффициент разложить в степенной ряд Тейлора (исторически неправильное название: степенной ряд Маклорена) и ограничиться одним слагаемым этого ряда, то можно получить приближенную формулу

$$R \approx h(1 + \frac{1}{2n^2}). \quad (69)$$

Что касается масштабирования снимка по нивелирной рейке, расположенной в точке 5 на расстоянии O_{1-5} от хорды 3-4, то в данном случае в её длину $2c$ необходимо вводить поправку $2p$.

Из подобия треугольников вытекает соотношение $p/c = O_{1-5}/O_{1-\Phi}$, следовательно $p = cO_{1-5}/O_{1-\Phi}$. Найдём $O_{1-5} = R - \sqrt{R^2 - h^2}$, а после подстановки в подкоренное выражение значения h из формулы (68), получим $O_{1-5} = R(1 - \frac{1}{n})$. В свою очередь $O_{1-\Phi} = d - \sqrt{R^2 - h^2}$, но $d = nR$, поэтому $O_{1-\Phi} = R(n - \frac{1}{n})$. Подставив полученные значения в выражение для p , получим в окончательном виде формулу поправки:

$$p = c \frac{n-1}{n^2-1}. \quad (70)$$

Для принятых выше значений n , равных 1,5; 2; 4; 6; 8; 10; 15 и 20 были подсчитаны коэффициенты при c , которые оказались равными соответственно 0,400; 0,333; 0,200; 0,143; 0,111; ,091; 0,062; 0,048. Как следует из формулы (70), точность определения поправки p зависит только от точности n , то есть от точности определения расстояния d от фотокамеры до оси сооружения.

Если есть возможность расположить рейку вдоль хорды 3-4 и сфотографировать её из точки Φ_1 , то в этом случае необходимость использования поправки p отпадает.

Односторонний координатный способ определения крена башни четырехугольной формы с использованием электронного тахеометра может осуществляться следующим образом (рис. 67).

Выбирают для удобства условную систему прямоугольных координат, в которой ось абсцисс X параллельна одной из сторон башни BA , магнитный азимут которой определяют заранее.

Устанавливают тахеометр в некоторой точке T , расположенной на расстоянии 1,5–3,0H от башни. Ориентируют визирную ось зрительной трубы по буссоли параллельно стороне BA и в режиме координатных измерений вводят исходные данные: координаты станции $X_0 = 0, Y_0 = 0, H_0 = 0$; высоту инструмента $Выс-И = 0$; высоту визирной цели $Выс-Ц = 0$; дирекционный угол $\Gamma У = 0^\circ$. После этого измеряют прямоугольные координаты и высоту нижних точек A и B ($x_A, x_B, y_A, y_B, h_A, h_B$) и верхних точек a и b ($x_a, x_b, y_a, y_b, h_a, h_b$) относительно точки пересечения оси вращения тахеометра с осью вращения трубы. При долж-

ной организации работ координаты y_A и y_B должны быть одинаковые, а разность координат x_A и x_B должна равняться длине стороны башни AB .

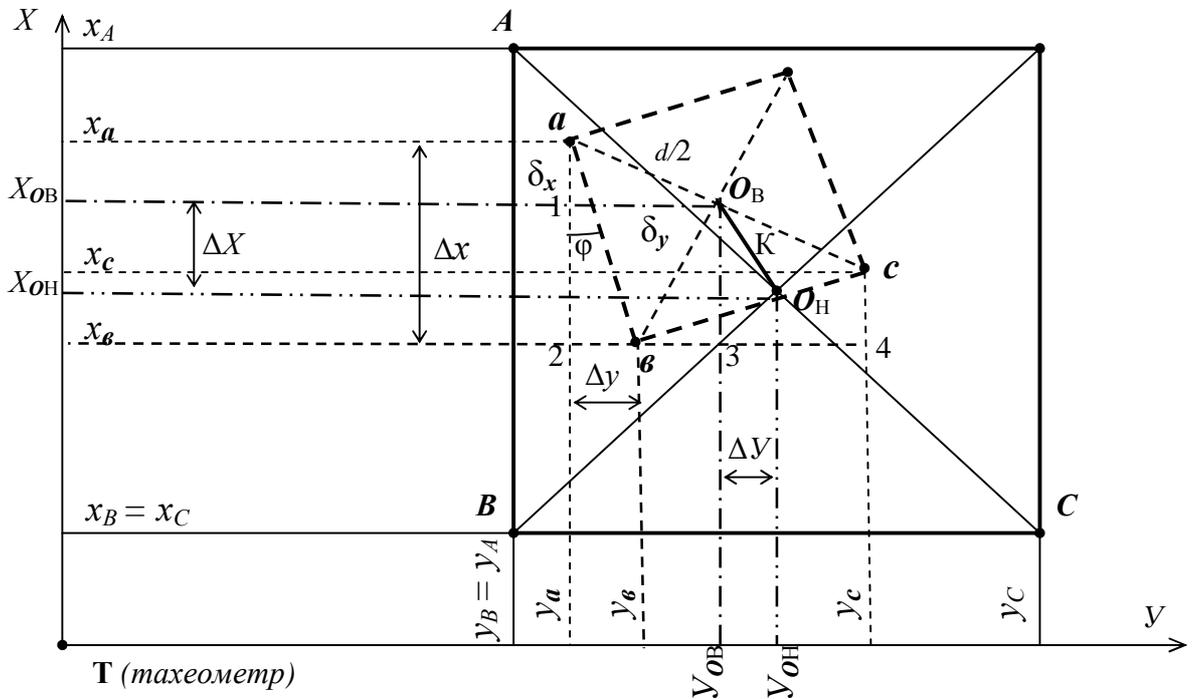


Рис. 67. Схема одностороннего способа определения электронным тахеометром крена башни квадратной формы

Вычисляют координаты центра O_H нижнего наблюдаемого сечения:

$$x_{O_H} = \frac{x_A + x_B}{2}, \quad y_{O_H} = \frac{y_A + y_B}{2} + \frac{BC}{2}. \quad (71)$$

Если координаты y_a и y_b одинаковые, а разность координат x_a и x_b равняется длине стороны башни ab , то координаты центра O_B верхнего наблюдаемого сечения равны:

$$x_{O_B} = \frac{x_a + x_b}{2}, \quad y_{O_B} = \frac{y_a + y_b}{2} + \frac{ac}{2}. \quad (72)$$

Если координаты y_a и y_b не равны между собой, то имеет место скручивание верха башни относительно её низа на угол ϕ (рис. 67), который можно определить из треугольника $ab2$ по формулам

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{y_a - y_6}{x_a - x_6}, \quad \sin \varphi = \frac{\Delta y}{a\delta}, \quad \cos \varphi = \frac{\Delta x}{a\delta}, \quad (73)$$

где Δx – всегда величина положительная, а Δy может быть как положительным, так и отрицательным в зависимости от направления скручивания.

На рис. 67 значение Δy имеет знак «минус». В этом случае координаты центра O_B верхнего наблюдаемого сечения равны:

$$x_{O_B} = x_a - \delta_x, \quad y_{O_B} = y_a + \delta_y, \quad (74)$$

где δ_x и δ_y представляют собой катеты прямоугольного треугольника $1aO_B$, в котором угол $1-a-O_B = (45^\circ + \varphi)$, поэтому:

$$\delta_x = \frac{d}{2} \cos(45^\circ + \varphi), \quad \delta_y = \frac{d}{2} \sin(45^\circ + \varphi), \quad (75)$$

а при положительном значении Δy необходимо в этой формуле использовать угол $(45^\circ - \varphi)$.

Если для контроля измерены еще и координаты точек C и c , то путём решения прямоугольного треугольника $bc4$ можно определить вторично угол скручивания φ , а из решения прямоугольного треугольника $36O_B$ найти его катеты и вычислить координаты центра O_B верхнего наблюдаемого сечения как: $x_{O_B} = x_6 + +O_B3$, $y_{O_B} = y_6 + 63$. При отсутствии угла скручивания φ координаты центров нижнего и верхнего наблюдаемых сечений равны соответственно: $x_{O_H} = 0,5(x_A + x_B)$, $y_{O_H} = 0,5(y_B + y_C)$, $x_{O_B} = 0,5(x_a + x_6)$, $y_{O_B} = 0,5(y_6 + y_c)$.

Наконец, если башенное сооружение имеет прямоугольную (не квадратную) форму, то в приведенной выше формуле (75) вместо 45° следует использовать угол $b-a-c = \arcsin bc/d = \arccos a\delta/d$, где d – диагональ этого прямоугольника.

По координатам центров O_B верхнего и O_H нижнего наблюдаемых сечений вычисляют ΔX и ΔY и по их значениям находят крен K и его направление.

Вообще говоря, координатные измерения в рассмотренном одностороннем способе могут выполняться в любой произвольной системе ХТУ (рис. 68), развернутой относительно осей сооружения на некоторый угол θ . Допустим, что в этой системе электронным тахеометром определены прямоугольные координаты нижних точек A и B (x_A, x_B, y_A, y_B) и верхних точек a и b (x_a, x_b, y_a, y_b).

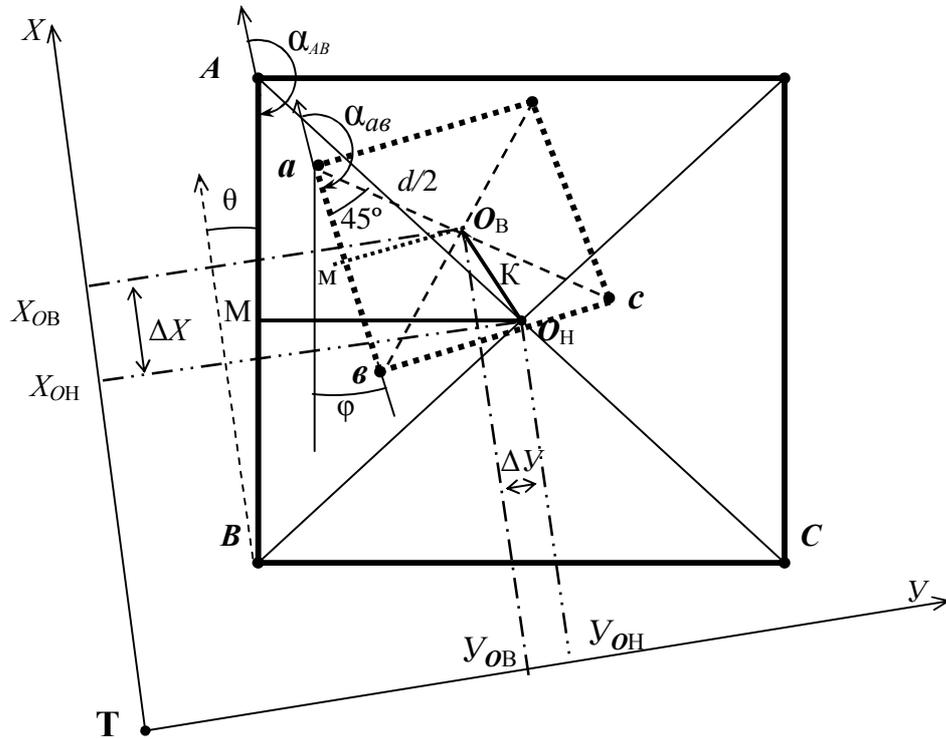


Рис. 68. Схема к определению крена башни квадратной формы в произвольной системе координат

Путём решения обратных геодезических задач находят дирекционные углы α_{AB} и α_{av} , разность которых будет равна углу скручивания $\varphi = \alpha_{av} - \alpha_{AB}$, причём отрицательное значение этой разности означает скручивание влево (как на рис. 68), положительное – вправо.

Теперь координаты центров O_H нижнего и O_B верхнего наблюдаемых сечений можно вычислить следующим образом. Вначале находят координаты $x_M = 0,5(x_A + x_B)$, $y_M = 0,5(y_A + y_B)$, $x_m = 0,5(x_a + x_b)$, $y_m = 0,5(y_a + y_b)$ средних точек M и m сторон AB и av , а затем вычисляют координаты центров:

$$\begin{aligned} x_{O_H} &= x_M + MO_H \cos(\alpha_{AB} - 90^0) , & y_{O_H} &= y_M + MO_H \sin(\alpha_{AB} - 90^0) , \\ x_{O_B} &= x_m + mO_B \cos(\alpha_{av} - 90^0) , & y_{O_B} &= y_m + mO_B \sin(\alpha_{av} - 90^0) , \end{aligned} \quad (76)$$

где MO_H и mO_B – половина соответствующей стороны башни понизу и поверху.

Координаты центров могут быть вычислены через диагонали нижнего и верхнего четырехугольников. Если эти четырехугольники представляют собой квадраты, то формулы для координат центров имеют вид:

$$\begin{aligned}
x_{O_H} &= x_A + AO_H \cos(\alpha_{AB} - 45^\circ), \quad y_{O_H} = y_A + AO_H \sin(\alpha_{AB} - 45^\circ), \\
x_{O_H} &= x_B + BO_H \cos(\alpha_{AB} - 135^\circ), \quad y_{O_H} = y_B + BO_H \sin(\alpha_{AB} - 135^\circ), \quad (77) \\
x_{O_B} &= x_a + aO_B \cos(\alpha_{aB} - 45^\circ), \quad y_{O_B} = y_a + aO_B \sin(\alpha_{aB} - 45^\circ), \\
x_{O_B} &= x_b + bO_B \cos(\alpha_{aB} - 135^\circ), \quad y_{O_B} = y_b + bO_B \sin(\alpha_{aB} - 135^\circ).
\end{aligned}$$

Для башенного сооружения прямоугольной (не квадратной) формы в формулах (77) вместо 45° следует использовать угол, подсчитанный как показано выше.

Если в дополнение к точкам A , B и a , b измерены еще и координаты точек C и c , то путем сравнения дирекционных углов сторон BC и bc , можно вторично определить угол скручивания φ , а по аналогии с формулами (76) и (77) дополнительно вычислить координаты нижнего и верхнего центров через средние точки сторон BC и bc , или координаты точки C , или найти их как координаты средних точек диагоналей AC и ac , то есть $x_{O_H} = 0,5(x_A + x_C)$, $y_{O_H} = 0,5(y_A + y_C)$, $x_{O_B} = 0,5(x_a + x_c)$, $y_{O_B} = 0,5(y_a + y_c)$.

Односторонний координатный способ определения крена башни треугольной формы в системе осей сооружения с использованием электронного тахеометра может осуществляться следующим образом.

Измерения координат $x_{A,B,C}$, $y_{A,B,C}$ точек нижнего сечения башни и $x_{a,b,c}$, $y_{a,b,c}$ точек верхнего сечения выполняют с помощью электронного тахеометра, установленного в точке T (рис. 69), расположенной на одной из осей сооружения. Контролем правильного положения точки стояния тахеометра является равенство горизонтальных углов BTA и ATC .

Приняв координаты $x_T = 0$ и $y_T = 0$, а направление оси x совпадающим с направлением оси TO , выразим координаты нижнего ортоцентра O_H через результаты линейно-угловых измерений, которые в тахеометре преобразуются в координаты $x_{A,B,C}$, $y_{A,B,C}$:

$$\begin{aligned}
x_o &= \frac{x_A + x_B + x_C}{3} = \frac{1}{3}(D_A \cos 0^\circ + D_B \cos \frac{\beta}{2} + D_C \cos \frac{\beta}{2}), \\
y_o &= \frac{y_A + y_B + y_C}{3} = \frac{1}{3}(D_A \sin 0^\circ + D_B \sin \frac{\beta}{2} + D_C \sin \frac{\beta}{2}),
\end{aligned} \quad (78)$$

где D_A , D_B , D_C – горизонтальные проложения, а β – горизонтальный угол. Причём, полученную координату x_o можно проверить, сравнив её с суммой $D_A + d$,

где $d = \frac{s}{\sqrt{3}}$.

Аналогичным образом по результатам угловых и линейных измерений могут быть найдены координаты верхнего ортоцентра O_B .

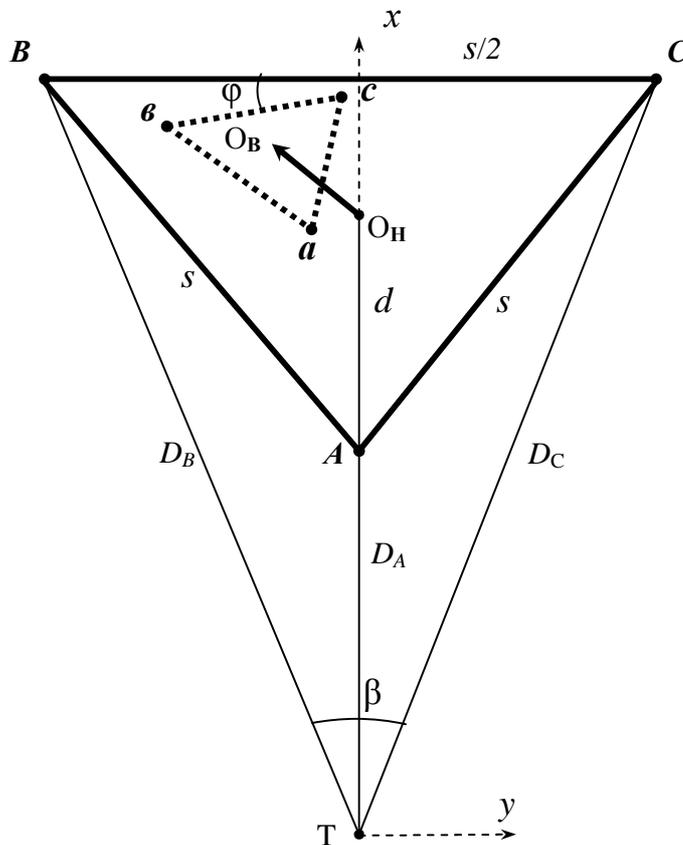


Рис. 69. Схема к определению координат ортоцентров верхнего и нижнего сечений башни

В результате исследования формул (78) с позиций теории ошибок, с использованием формулы ошибки функции общего вида с условием, что $D_B = D_C$, получены формулы для определения m_{x_0} и m_{y_0} средних квадратических ошибок координат x_0 и y_0 ортоцентра O_H :

$$m_{x_0}^2 = \frac{1}{9} \left[(1 + 2 \cos^2 \frac{\beta}{2}) m_D^2 + 2 D_B^2 \frac{\sin^2 \frac{\beta}{2}}{\rho^2} m_\beta^2 \right], \quad (79)$$

$$m_{y_0}^2 = \frac{2}{9} \left[\sin^2 \frac{\beta}{2} m_D^2 + \frac{D_B^2 (1 - \sin^2 \frac{\beta}{2})}{\rho^2} m_\beta^2 \right],$$

а с учётом того, что $\sin\beta/2 = s/2D_B$, получим:

$$m_{x_0}^2 = \frac{m_D^2}{9} \left(3 - \frac{s^2}{2D_B^2}\right) + \frac{s^2}{18\rho^2} m_\beta^2, \quad (80)$$

$$m_{y_0}^2 = \frac{s^2 m_D^2}{18D_B^2} + \frac{(2D_B^2 - s^2)}{18\rho^2} m_\beta^2,$$

где m_D и m_β – средние квадратические ошибки соответственно линейных и угловых измерений; s – длина стороны равностороннего треугольника ABC ; $\rho = 206265''$.

Для стандартной башни указанных выше размеров были подсчитаны по формулам (80) ошибки m_{x_0} и m_{y_0} для $s = 10,5$ и $2,5$ м, приняв D_B от $1,0H$ до $3,0H$, $m_D = 5$ мм, $m_\beta = 2'', 5'', 15'', 30''$. Результаты вычислений представлены в табл. 15, причём значения в числителе соответствуют ошибке m_{x_0} , а в знаменателе ошибке m_{y_0} .

Анализ данных этой таблицы позволяет констатировать, что при принятой выше схеме измерений точность определения координаты x_0 зависит только от точности линейных измерений и практически не зависит от точности угловых измерений. В свою очередь точность определения координаты y_0 зависит только от точности угловых измерений и не зависит от точности линейных измерений.

Т а б л и ц а 15

Средние квадратические ошибки координат ортоцентра

$D_B, \text{ м}$	$s = 10,5 \text{ м}$				$s = 2,5 \text{ м}$			
	2''	5''	15''	30''	2''	5''	15''	30''
1,0H(70)	2,9/0,3	2,9/0,6	2,9/1,7	2,9/3,4	2,9/0,2	2,9/0,6	2,9/1,7	2,9/3,4
1,5H(105)	2,9/0,4	2,9/0,8	2,9/2,5	2,9/5,1	2,9/0,3	2,9/0,8	2,9/2,5	2,9/5,1
2,0H(140)	2,9/0,5	2,9/1,1	2,9/3,4	2,9/6,8	2,9/0,4	2,9/1,1	2,9/3,4	2,9/6,8
2,5H(175)	2,9/0,6	2,9/1,4	2,9/4,2	2,9/8,5	2,9/0,6	2,9/1,4	2,9/4,2	2,9/8,5
3,0H(210)	2,9/0,7	2,9/1,7	2,9/5,1	2,9/10,2	2,9/0,7	2,9/1,7	2,9/5,1	2,9/10,2

На основании сказанного можно для оценки точности определения координат ортоцентра по схеме на рис. 69 пользоваться упрощёнными формулами, которые дают те же результаты, что и строгие:

$$m_{x_0} = \frac{m_D}{\sqrt{3}}, \quad m_{y_0} = \frac{D_B}{\rho} m_\beta. \quad (81)$$

Для определения угла φ скручивания башни (рис. 69) по координатам $x_{A,B,C}$, $y_{A,B,C}$ и $x_{a,b,c}$, $y_{a,b,c}$ необходимо путём решения обратных геодезических задач найти дирекционные углы α_{AB} и α_{ab} , α_{BC} и α_{bc} , α_{AC} и α_{ac} , разность которых будет равна углу скручивания.

Если в ранее приведенном выражении $\sin \varphi = (Y_K - q_3) : \frac{2}{3}m$ (рис. 33) заменить координату Y_K на $(y_{OB} - y_{OH})$, q_3 на y_c , а m на $\frac{s\sqrt{3}}{2}$, то угол скручивания башни вычисляют по формуле

$$\sin \varphi = \frac{(y_{OB} - y_{OH} - y_c)\sqrt{3}}{s}, \quad (82)$$

где s – сторона верхнего треугольника; y_{OB} , y_{OH} , y_c – координаты y соответственно нижнего, верхнего ортоцентров и верхней точки c .

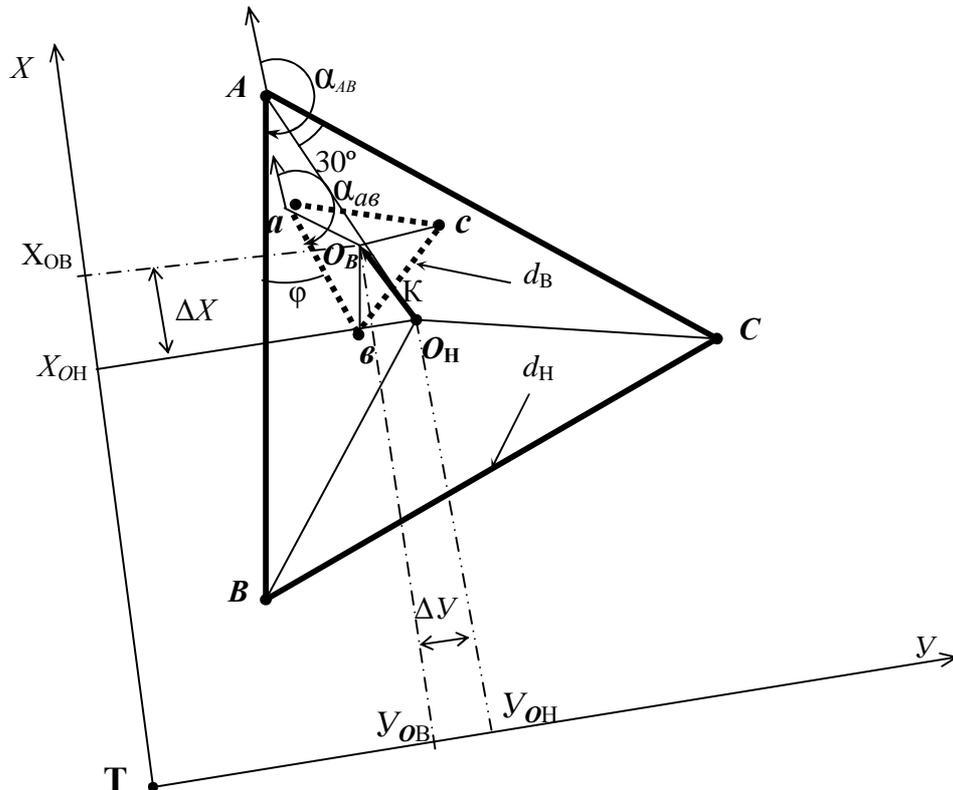


Рис. 70. Схема к определению крена башни треугольной формы в произвольной системе координат

Допустим, что для определения крена башни треугольной формы в произвольной системе ХТУ (рис. 70), развернутой относительно осей сооружения на некоторый угол, определены прямоугольные координаты нижних точек A и B (x_A, x_B, y_A, y_B) и верхних точек a и b (x_a, x_b, y_a, y_b) башни.

Путём решения обратных геодезических задач находят дирекционные углы α_{AB} и α_{ab} , разность которых будет равна углу скручивания $\varphi = \alpha_{ab} - \alpha_{AB}$, причём отрицательное значение этой разности означает скручивание влево (как на рис. 70), положительное – вправо.

Координаты центров O_H нижнего и O_B верхнего наблюдаемых сечений могут быть вычислены через медианы нижнего и верхнего треугольников:

$$\begin{aligned}x_{O_H} &= x_A + AO_H \cos(\alpha_{AB} - 30^\circ), \quad y_{O_H} = y_A + AO_H \sin(\alpha_{AB} - 30^\circ), \\x_{O_H} &= x_B + BO_H \cos(\alpha_{AB} - 120^\circ), \quad y_{O_H} = y_B + BO_H \sin(\alpha_{AB} - 120^\circ), \quad (83) \\x_{O_B} &= x_a + aO_B \cos(\alpha_{ab} - 30^\circ), \quad y_{O_B} = y_a + aO_B \sin(\alpha_{ab} - 30^\circ), \\x_{O_B} &= x_b + bO_B \cos(\alpha_{ab} - 120^\circ), \quad y_{O_B} = y_b + bO_B \sin(\alpha_{ab} - 120^\circ),\end{aligned}$$

где медианы $AO_H = BO_H = CO_H = \frac{d_H \sqrt{3}}{2}$, $aO_B = bO_B = cO_B = \frac{d_B \sqrt{3}}{2}$, а d_H и d_B представляют собой длину сторон нижнего и верхнего треугольников.

Если в дополнение к точкам A, B и a, b измерены ещё и координаты точек C и c , то путём сравнения дирекционных углов сторон BC и bc , AC и ac можно ещё дважды определить угол скручивания φ , а по аналогии с формулами (83) дополнительно вычислить координаты нижнего и верхнего центров через координаты точки C , или найти их как среднее арифметическое:

$$\begin{aligned}X_{OH} &= \frac{X_A + X_B + X_C}{3}, \quad Y_{OH} = \frac{Y_A + Y_B + Y_C}{3}, \quad (84) \\X_{OB} &= \frac{X_a + X_b + X_c}{3}, \quad Y_{OB} = \frac{Y_a + Y_b + Y_c}{3}.\end{aligned}$$

Затем, путём решения обратной геодезической задачи, вычисляют величину и направление крена K башни.

4.8. Определение крена с помощью приборов вертикального проектирования

Такие приборы предназначены для формирования в пространстве отвесной визирной оси (приборы типа Зенит-ОЦП, ПОВП, ПВП-Т, ПВП-В, PZL) или отвесного лазерного луча (лазерные ОЦП типа ЛЗЦ-1, LL-132, APLO-КРЗ). К ним также можно отнести различные, в том числе и ротационные лазерные системы. В от-

весное положение визирная ось или лазерный луч приводятся либо по точному уровню, либо автоматически с помощью оптико-механических стабилизаторов. При благоприятных условиях наблюдений оптические приборы вертикального проектирования обеспечивают точность 1-2 мм на 100 м. Точность лазерных приборов составляет в среднем 15 мм на 300 м, а дальность проектирования может достигать 600 м и более.

Из современных приборов вертикального проектирования назовём оптический прибор FG-L100 и лазерный прибор LV1 (рис. 71).

Прибор FG-L100 является аналогом известного PZL-100. Прибор LV1 имеет лазерный луч видимого диапазона, что позволяет исполнителю наблюдать пересечение лучом плоскостей на расстоянии до 100 м. Диаметр лазерного пятна на таком расстоянии (в зенит) равен 7 мм. Центрирование прибора осуществляется встроенным лазерным центриром на расстояние (в надир) до 5 м при диаметре лазерного пятна 2 мм.

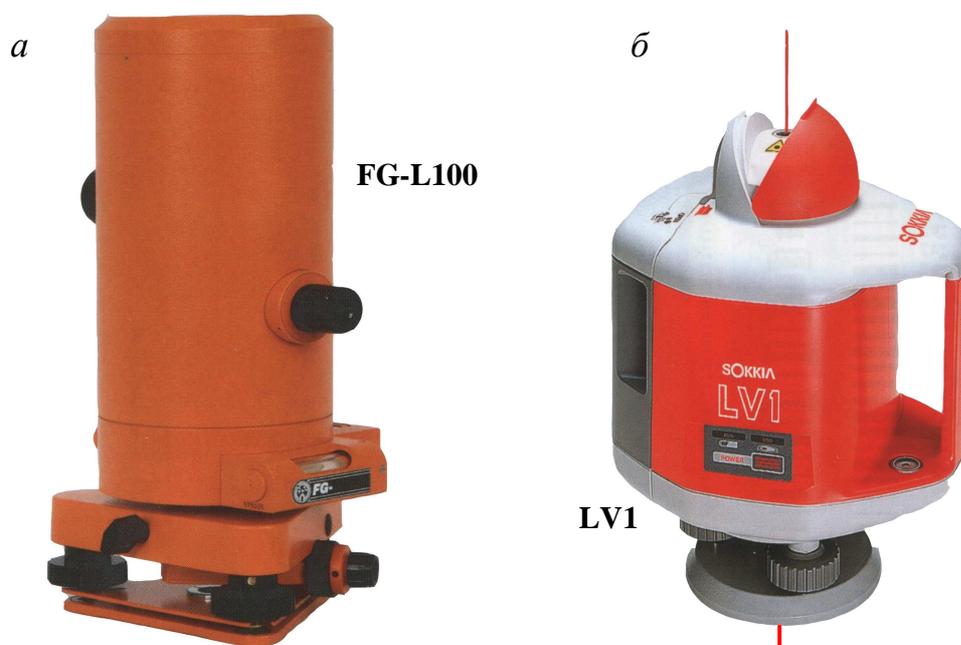


Рис. 71. Приборы вертикального проектирования **FG-L100** (а) и **LV1** (б)

Рассмотрим методику контроля вертикальности сооружения башенного типа в процессе его монтажа и в период эксплуатации на примере стандартной башни высотой 72,5 м, имеющей в плане форму равностороннего треугольника со стороной 10,5 м понизу и 2,5 м поверху [69, 71].

Перед началом монтажа такой башни необходимо закрепить на нулевом горизонте (отм. 0,0 м) опорную точку **P** так, чтобы она располагалась на одной из осей башни с возможностью переноса планового положения этой точки на все

монтажные горизонты. Большое количество раскосов, распорок, шпренгелей, наличие фидерной лестницы с электрокабелями ограничивает область расположения опорной точки. Для установления этой области следует совместить все проектные поперечные сечения башни на различных монтажных горизонтах (рис. 72).

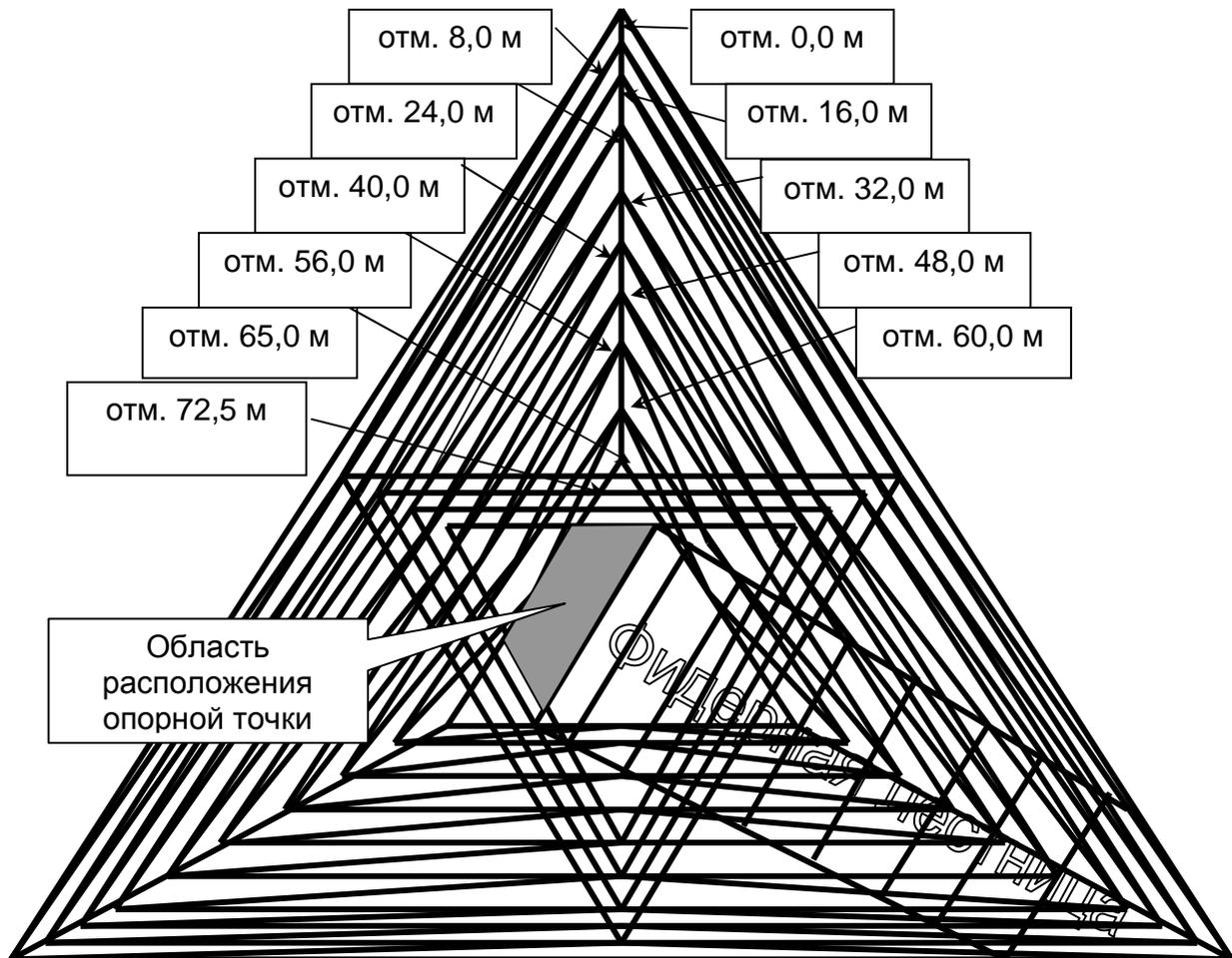


Рис. 72. Совмещённые проектные поперечные сечения башни

Такая же область чётко прослеживается на фотографии башни (рис. 73), выполненной с нулевого горизонта, на которой также видны все элементы пространственной конструкции, фидерная лестница, электрокабели и др.

Методика контроля вертикальности башни при её монтаже заключается в следующем. В опорной точке P , расположенной, например, на оси OC на известном расстоянии OP от ортоцентра O треугольника ABC основания башни (рис. 7455) устанавливают прибор вертикального проектирования. С его помощью проектируют точку P на монтажный горизонт и отмечают эту проекцию точкой P' .



Рис. 73. Фотография башни (вид снизу)

От этой точки измеряют расстояния $P'1$, $P'2$, $P'3$ и сравнивают их с проектными значениями, которые для каждого монтажного горизонта могут быть вычислены по формулам

$$P'1 = \frac{av}{2\sqrt{3}} - OP, \quad P'2 = P'3 = \frac{1}{2} \left(\frac{av}{\sqrt{3}} + OP \right), \quad (85)$$

где $av = vs = ac$ – длина стороны треугольника на отдельном монтажном горизонте; OP – величина постоянная.

Точка 1 расположена посередине отрезка ab , а точки 2 и 3, до которых следует измерять расстояния от точки P' , находятся на одинаковом расстоянии от точки c , а именно:

$$c2 = c3 = \frac{\sqrt{3}}{2} \left(\frac{av}{\sqrt{3}} + OP \right). \quad (86)$$

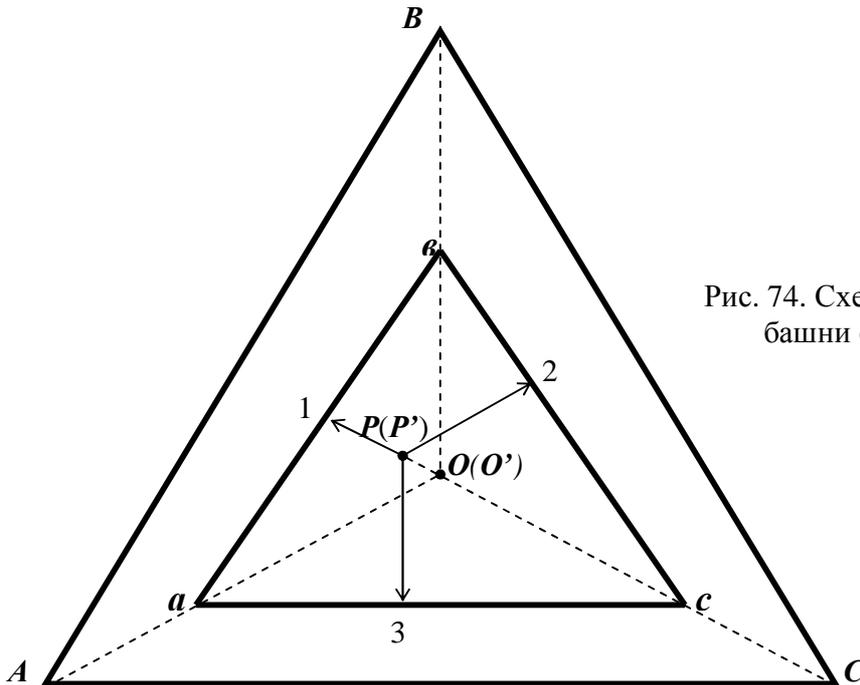


Рис. 74. Схема контроля вертикальности башни с помощью опорной точки P

Вместо расстояний $P'1$, $P'2$, $P'3$ или в дополнение к ним могут измеряться расстояния $P'a$, $P'в$, $P'c$, проектная величина которых вычисляется по формулам

$$P'a = P'в = \sqrt{\frac{(ав)^2 - (ав)(OP)\sqrt{3}}{3} + (OP)^2}, \quad P'c = \frac{ав}{\sqrt{3}} + OP. \quad (87)$$

Вообще говоря, эти расстояния могут быть измерены и без отмечания точки P' на монтажном горизонте. Для этого достаточно приложить последовательно горизонтально нивелирную рейку своей пяткой к точкам 1, 2, 3 или a , $в$, c и взять по ней отсчёты по вертикальному визирному лучу или лазерному пучку.

Если измеренные расстояния $P'1$, $P'2$, $P'3$ или $P'a$, $P'в$, $P'c$ не соответствуют их проектным значениям, то имеет место крен башни, то есть ортоцентр O нижнего треугольника ABC и ортоцентр O' треугольника $авс$ монтажного горизонта не находятся на одной вертикали (рис. 75).

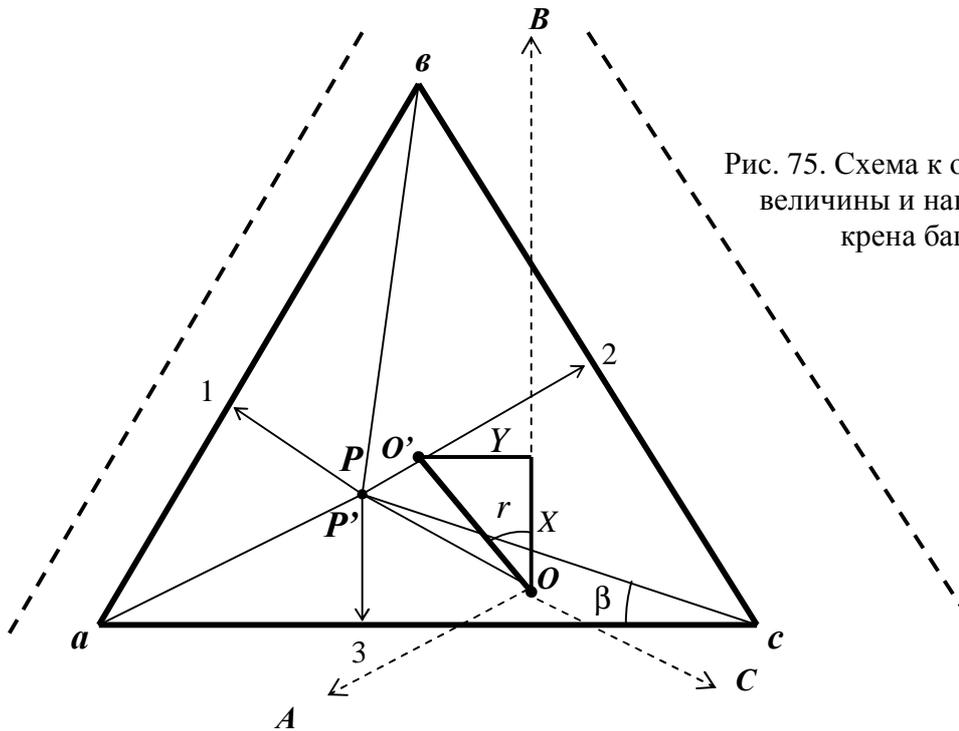


Рис. 75. Схема к определению величины и направления крена башни

Примем условную систему координат, в которой начало совпадает с ортоцентром O , а направление оси абсцисс X совпадает с осью башни OB . Тогда величину крена OO' и румб r , характеризующий направление крена можно вычислить по формулам

$$OO' = \sqrt{X^2 + Y^2}, \quad r = \operatorname{arctg} \frac{Y}{X}. \quad (88)$$

В формулы (88) в качестве X и Y следует подставлять их значения, которые вычисляются следующим образом:

$$X = \frac{OP}{2} + \frac{av}{2\sqrt{3}} - P3, \quad Y = Pc \cdot \cos\beta - \frac{\sqrt{3}}{2} OP - \frac{av}{2}, \quad \beta = \arcsin \frac{P3}{Pc}. \quad (89)$$

По формуле (88) определяют величину румба r , а знаки координат X и Y укажут направление крена относительно оси OB , принятой за ось X .

Следует сказать, что все предыдущие выкладки основывались на предположении, что скручивание верхней части сооружения относительно его основания отсутствует.

На самом деле, равенство расстояний $P'1, P'2, P'3$ или $P'a, P'b, P'c$ (рис. 75) их проектным значениям не гарантирует отсутствия скручивания и крена башни.

Это подтверждается рис. 76, где показано два положения треугольника монтажного горизонта $a_1b_1c_1$ и $a_2b_2c_2$ с одинаковыми расстояниями $P'1_1=P'1_2$, $P'2_1=P'2_2$, $P'3_1=P'3_2$, равными таковым на рис. 75, но претерпевшие скручивание соответственно на угол φ_1 и φ_2 . В результате скручивания будет иметь место крен башни OO_1 или OO_2 .

Таким образом, если для сооружений высотой до 100 м с небольшим поперечным сечением круглой формы можно ограничиться одной опорной точкой, то для башен треугольной формы одной опорной точки будет достаточно лишь при условии отсутствия скручивания сооружения в процессе его монтажа. По окончании монтажа башни следует на верхнем горизонте закрепить визирной маркой проекцию P' опорной точки P . В дальнейшем мониторинг изменений крена башни может осуществляться наведением зенит-прибора на эту визирную марку путем перемещения его в горизонтальной плоскости. По изменению проекции P' визирной оси прибора на горизонтальной плоскости относительно опорной точки P можно судить о величине и направлении крена между циклами наблюдений.

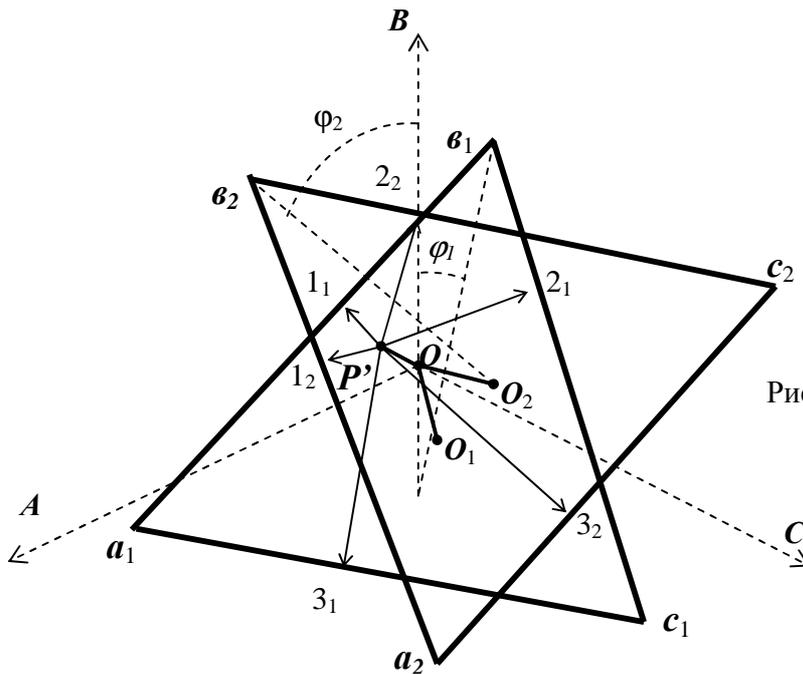


Рис. 76. Влияние угла скручивания на крен башни

Для одновременного определения величины крена башни, его направления и угла скручивания необходимо иметь, как минимум, две опорных точки P_1 и P_2 (рис. 77). Для удобства их следует располагать на линии перпендикулярной оси OC на одинаковом расстоянии от этой оси. В этом случае, спроектировав опорные точки на монтажный горизонт, измеряют от их проекций P'_1 и P'_2 расстояния до точек 1, a , 4 и 2, b , 3. Равенство расстояний $P'_11 = P'_22$ говорит об отсутствии скру-

чивания сооружения, а равенство всех расстояний их проектным значениям означает отсутствие крена башни.

Проектные расстояния для отдельного монтажного горизонта можно вычислить по формулам

$$P_1'1 = P_2'2 = \frac{a\epsilon}{2\sqrt{3}} - OP, \quad a1 = \epsilon2 = \frac{a\epsilon - P_1'P_2'}{2},$$

$$P_1'4 = P_2'3 = \frac{a\epsilon}{2\sqrt{3}} + \frac{1}{2}OP - \frac{\sqrt{3}}{4}P_1'P_2', \quad a4 = \epsilon3 = \frac{a\epsilon}{2} - \frac{\sqrt{3}}{2}OP - \frac{P_1'P_2'}{4}, \quad (90)$$

$$P_1'a = P_2'\epsilon = \sqrt{\left(\frac{a\epsilon}{2} - \frac{P_1'P_2'}{2}\right)^2 + \left(\frac{a\epsilon}{2\sqrt{3}} - OP\right)^2}.$$

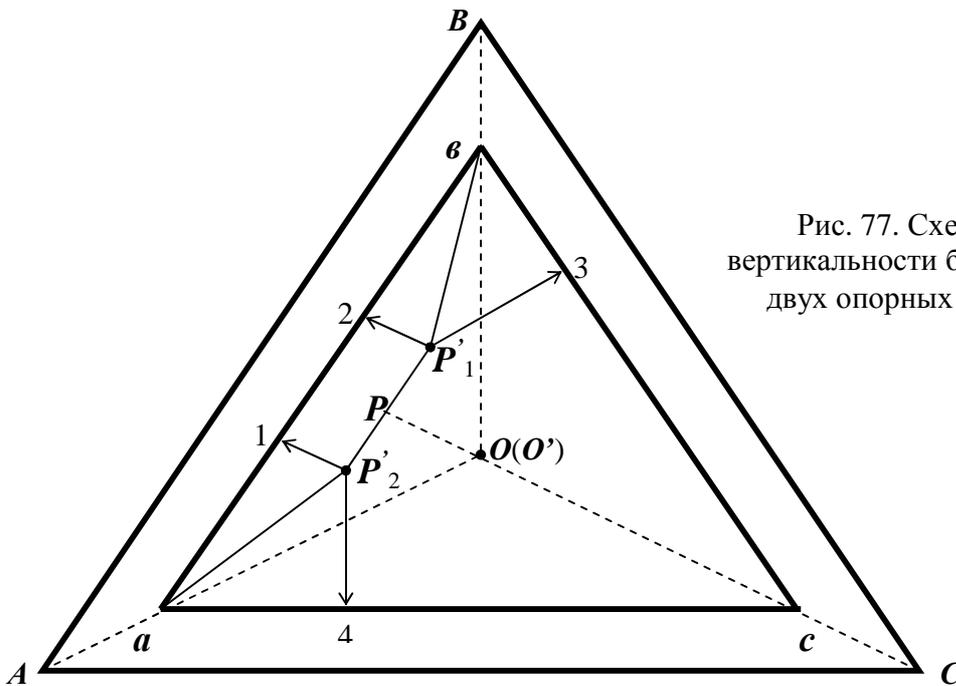


Рис. 77. Схема контроля вертикальности башни с помощью двух опорных точек P_1 и P_2

Если измеряемые расстояния отличаются от их проектных значений, то имеет место скручивание и крен башни (рис. 78).

В этом случае угол скручивания φ равен:

$$\varphi = \arcsin \frac{P_1'1 - P_2'2}{P_1'P_2'} , \quad (91)$$

а соотношение отрезков $P_1'1$ и $P_2'2$ укажет направление скручивания: влево или вправо относительно оси OB .

Величину крена и его направление можно определить по формулам (88), в которых в качестве X и Y фигурируют значения, вычисляемые следующим образом:

$$X = \frac{OP}{2} + \frac{a\epsilon}{\sqrt{3}} \cos(60^\circ - \varphi) - \frac{\sqrt{3}}{4} P_1'P_2' - P_1'4 \cos \varphi - c4 \sin \varphi ,$$

$$Y = c4 \cos \varphi - \frac{a\epsilon}{\sqrt{3}} \sin(60^\circ - \varphi) - P_1'4 \sin \varphi - \frac{\sqrt{3}}{2} OP - \frac{P_1'P_2'}{4} , \quad (92)$$

$$c4 = a\epsilon - \sqrt{(P_1'a)^2 - (P_1'4)^2} .$$

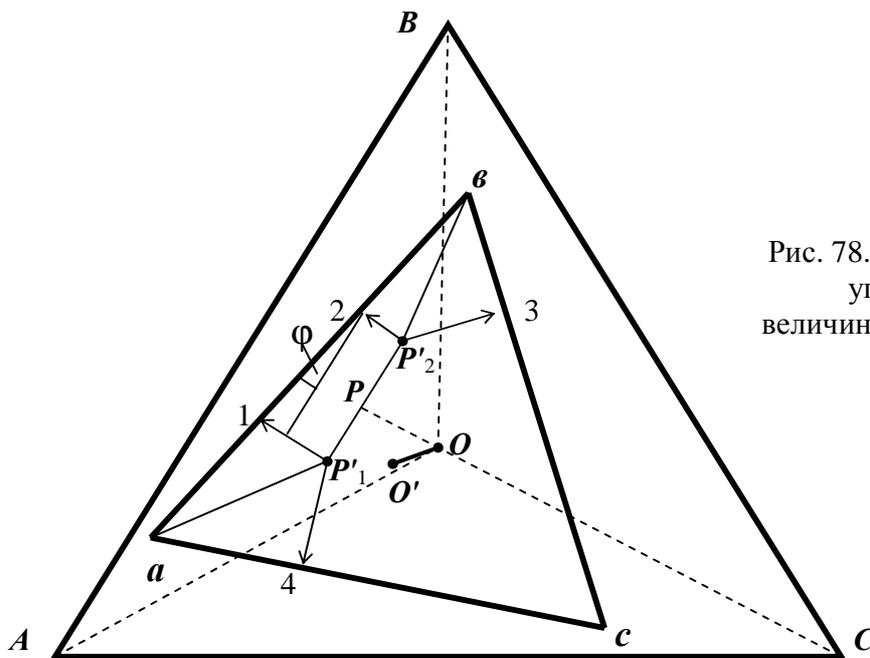


Рис. 78. Схема к определению угла скручивания, величины и направления крена

Таким образом, наличие двух опорных точек позволяет получать полную информацию о пространственном положении башни. Причем методика измерений может предусматривать закрепление нескольких пар опорных точек с возможно большим расстоянием между ними для нижних ярусов, уменьшаясь до 1,5 м на верхней отметке башни.

Следует добавить, что точность выноса опорных точек на монтажные горизонты зависит не только от точности применяемых приборов вертикального проектирования. Здесь необходимо учитывать влияние солнечного нагрева и ветровой

нагрузки и, при необходимости, вводить соответствующие поправки. В ряде работ, например, (Раинкин В.Я. Вынос центра башни на монтажный горизонт // Геодезия и картография. – 1982, – №10. – С. 32 – 33) приведены формулы для примерного расчёта величин этих поправок.

При проверке вертикальности сооружений высотой более 100 м может возникнуть вопрос о выборе способа вертикального проектирования – сквозного на всю высоту H сооружения или ступенчатого.

При непосредственном проектировании точки на высоту H средняя квадратическая ошибка определится из выражения:

$$m_1 = \sqrt{(m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{ф}}^2) + H^2 \left(\frac{m_{\text{Н}}^2 + m_{\text{В}}^2}{\rho^2} \right)}, \quad (93)$$

где $m_{\text{ц}}$ – ошибка центрирования зенит-прибора; $m_{\text{ф}}$ – ошибка фиксации проектируемой точки; $m_{\text{Н}}$ – ошибка приведения оси зенит-прибора в вертикальное положение; $m_{\text{В}}$ – ошибка визирования.

При ступенчатом проектировании (при количестве ступеней проектирования n) среднюю квадратическую ошибку можно выразить формулой

$$m_2 = \sqrt{(m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{ф}}^2)n + \frac{H^2}{n} \left(\frac{m_{\text{Н}}^2 + m_{\text{В}}^2}{\rho^2} \right)}. \quad (94)$$

Для приборов типа PZL можно принять: $m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{ф}}^2 = 1 \text{ мм}^2$, $m_{\text{Н}} = 4''$, $m_{\text{В}} = 2''$. Подставив эти данные в формулу (94), определим m_2 для различной высоты H сооружения. Результаты расчётов приведены на рис. 79.

Из графиков на рис. 79 видно, что при высоте сооружения более 100 – 150 м ступенчатый способ даёт в 1,5 – 2 раза более точные результаты по сравнению с непосредственным.

Исследования формулы (94) на экстремум показывают, что ошибка m_2 , будет минимальной, когда количество ступеней равно [41, 42]:

$$n = \frac{H}{\rho} \sqrt{\frac{m_{\text{Н}}^2 + m_{\text{В}}^2}{m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{ф}}^2}}. \quad (95)$$

Если при расчетах по формуле (95) получается $n \leq 1$, то проектирование рекомендуется производить сквозным методом. При $1 < n < 2$ проектирование можно осуществлять как сквозным, так и ступенчатым способом. При $n \geq 2$ рекомендуется применять только ступенчатый способ вертикального проектирования.

Практическим подтверждением наших выводов могут служить геодезические работы при возведении Останкинской телебашни в Москве

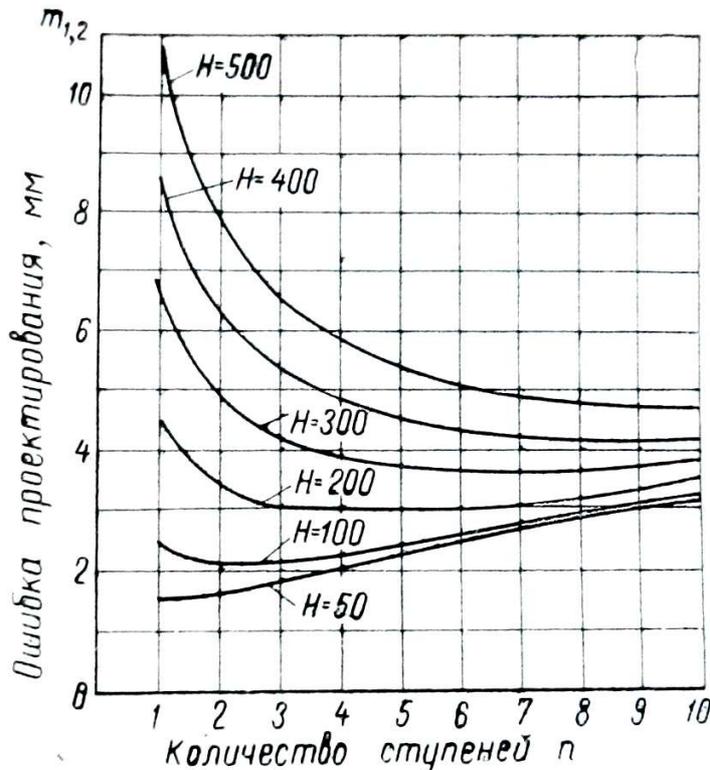


Рис. 79. Зависимость ошибки проектирования от количества ступеней n и высоты сооружения H

В этом случае применим только способ ступенчатого проектирования, причём оптимальное число ступеней для каждого конкретного случая можно установить по формуле (95).

4.9. Односторонний линейно-угловой способ

Под односторонним линейно-угловым способом будем понимать определение крена высокого сооружения (труба, колонна, стена и т. п.) в двух взаимно перпендикулярных направлениях путём выполнения линейных и угловых измерений с одной точки стояния прибора.

В работе [76] показано, как, установив тахеометр вначале в точке **1** (рис. 80а), измеряют с помощью его клавиши SDh горизонтальные проложения D_H и D_B и превышения $-h_H$ и h_B (рис. (80б), визируя на низ и верх трубы. Прибавив к каждому D соответствующий радиус трубы R_H и R_B , можно вычислить крен трубы K_1 по направлению **1-0**:

$$K_1 = (D_B + R_B) - (D_H + R_H), \quad (96)$$

ские работы при возведении Останкинской телебашни в Москве (Останкинская телевизионная башня. М., Стройиздат, 1972), где для обеспечения вертикальности ствола башни был применён ступенчатый способ вертикального проектирования. Причём, при проектировании на высоту 357 м было принято 9 ступеней. Как видно из рис. 79, количество ступеней, дающее минимальную ошибку при проектировании на эту высоту, также равно 8 – 9.

При возведении сооружений высотой более 100 – 150 м атмосферные факторы делают невозможным осуществление вертикального проектирования непосредственно с исходного горизонта на всю высоту сооружения.

причем знак плюс K_1 означает крен влево, то есть по направлению $1-O$, а знак минус – вправо, то есть по направлению $O-1$ (рис. 80а).

Произведя аналогичные измерения с точки 2 , можно вычислить по формуле (96) крен трубы K_2 по направлению $2-O$. Если измерить горизонтальные проложения D_i до промежуточных сечений, то кроме общего крена могут быть вычислены ещё и частные крены трубы.

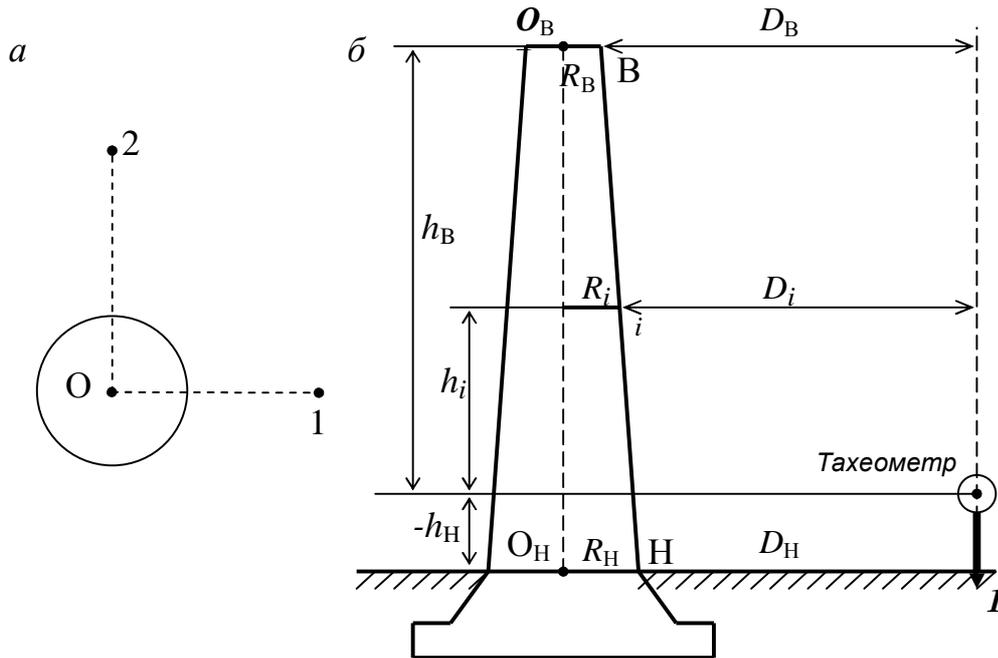


Рис. 80. Схема определения крена дымовой трубы путём линейных измерений

В таком двустороннем линейном способе определения крена необходимо знать фактические радиусы наблюдаемых сечений трубы, от точности которых в значительной степени будет зависеть точность получаемых результатов.

Как отмечалось выше, фактические радиусы трубы могут быть определены путём непосредственных измерений периметра $2\pi R$ наблюдаемых сечений, либо координатным или фотографическим способами, описанными в разделе «Односторонний способ определения крена сооружений» данной монографии. Если совместить рассмотренный линейный способ с определением произвольных направлений или магнитных азимутов на образующие трубы, то с одной точки (например, 1) можно определить не только радиусы трубы, но и её крен в перпендикулярном $1-O$ направлении.

Методика выполнения одностороннего линейно-углового способа определения крена высоких сооружений башенного типа круглой формы заключается в следующем [82, 83]. Устанавливают тахеометр в точке 1 , расположенной в месте,

с которого видно всё тело трубы и на расстоянии, позволяющем визировать на её низ и верх (рис. 81). Измеряют направления (например, магнитные азимуты $A_{\text{Л}}$ и $A_{\text{П}}$) на точки Л и П образующей трубы нижнего и верхнего (при необходимости и промежуточных) наблюдаемых её сечений. Вычисляют угол $\beta = A_{\text{П}} - A_{\text{Л}}$, вычисляют средний азимут $A = (A_{\text{П}} + A_{\text{Л}}):2$ и, установив его на горизонтальном круге тахеометра, измеряют горизонтальное проложение D для каждого наблюдаемого сечения. По значениям D и β находят радиусы трубы каждого сечения. Сравнивая полученные суммы $(D + R)$ с суммой для нижнего сечения $(D_{\text{Н}} + R_{\text{Н}})$, находят частные и общий крен трубы в линейной мере по направлению $\mathbf{1-O}$.

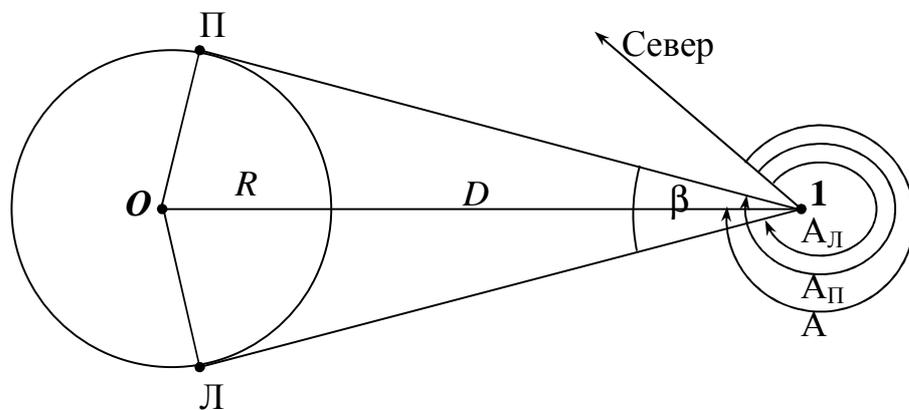


Рис. 81. Схема определения крена линейно-угловым способом

Разности средних направлений на промежуточные и верхний центры трубы с направлением на нижний центр трубы $(A - A_{\text{Н}})$ характеризуют частные и общий крен трубы в угловой мере Δ , причем знак плюс означает крен вправо, а знак минус – влево. По формуле

$$K = 0,49 \times \Delta \times 0,01 \times (D + R), \text{ мм} \quad (97)$$

вычисляют частные и общий крен трубы в линейной мере по направлению перпендикулярному $\mathbf{1-O}$. В этой формуле D и R в метрах, а Δ – в секундах.

Полученные значения кренов экстраполируют на всю высоту трубы (до дна фундамента) и вычисляют полное значение крена $K_{\text{П}}$:

$$K_{\text{П}} = \sqrt{K_1^2 + K_2^2}, \quad (98)$$

где K_1 и K_2 – экстраполированные значения общих кренов верха трубы соответственно по направлению $1-O$ и по перпендикулярному к $1-O$ направлению.

Наиболее наглядное представление о пространственном положении наблюдаемого сооружения даёт геометрическая интерпретация результатов измерений. Во-первых, это построенные по значениям горизонтальных проложений D и превышений h разрезы, характеризующие отклонения оси трубы от вертикали по направлениям, перпендикулярным наблюдаемым (см. пример на рис. 36). Во-вторых, это схема в крупном масштабе, характеризующая величины и направления общих K_1 и K_2 и полного K_{Π} кренов верха трубы.

Такую схему (рис. 82) применительно к нашему примеру на рис. 81 можно построить следующим образом. Откладывают от точки O по направлению $O-1$ величину $-K_1$ или по направлению $1-O$ величину $+K_1$. Откладывают от точки O по перпендикулярному к $O-1$ направлению вправо $+K_2$ или влево $-K_2$. Диагональю построенного на сторонах K_1 и K_2 прямоугольника будет полный крен K_{Π} с соответствующим магнитным азимутом $A_{1,2,3,4}$. Эти построения можно выполнить также с помощью описанной выше разработанной нами программы «План».

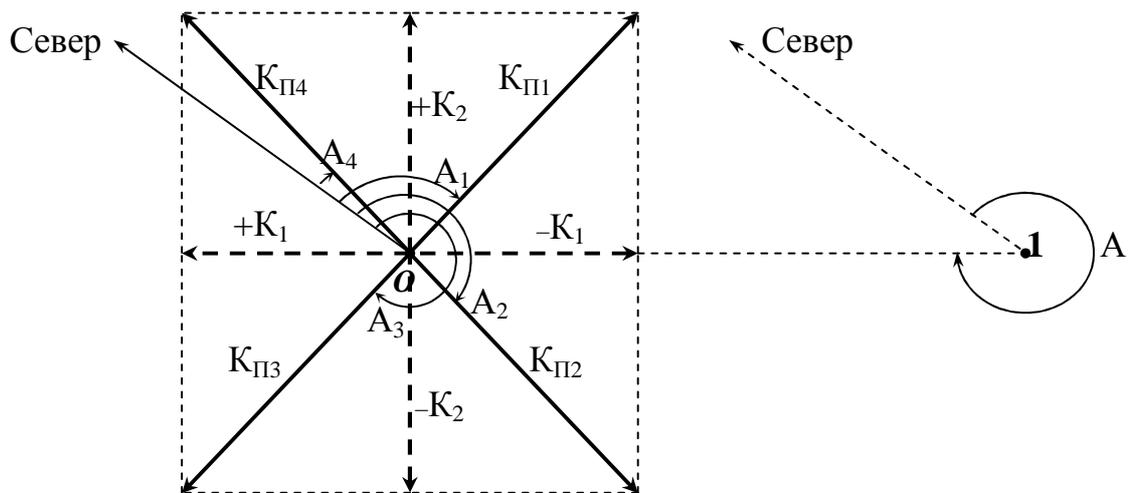


Рис. 82. Схема графического способа определения величины и направления полного K_{Π} крена

В общем виде точность линейно-углового способа определения крена будет зависеть от точности измерений угла β и горизонтального проложения D .

Некоторое представление о величине углов β при определении вертикальности дымовых труб производственных объектов Нижегородской области способом направлений даёт табл. 16.

Т а б л и ц а 16

Значения углов β

Объект	№ тру- бы	Высота трубы, м	Диаметр устья, м	Расстояния до цен- тра тубы, м		Углы β , °	
				От ст.1	От ст.2	<i>min</i>	<i>max</i>
НГ ТЭЦ	№1	120	6	103	251	1,7	5,9
	№2	120	6	98	174	2,3	6,1
	№3	250	7	335	502	1,0	3,6
"Сокол"	№1	30	3	42	30	2,8	6,7
НиГРЭС	№2	120	7	100	161	2,5	6,1
Сормов- ская ТЭЦ	№1	150	6	119	119	4,2	6,3
	№2	150	6	276	226	1,7	4,4

Используя формулу (53), найдём среднюю квадратическую ошибку радиуса m_R . Согласно известного из теории ошибок выражения для ошибки функции общего вида имеем:

$$m_R^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial D} \right)^2 m_D^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \beta} \right)^2 m_\beta^2, \quad (99)$$

где выражения в скобках представляют собой частные производные, а m_D и m_β – средние квадратические ошибки измерения D и β .

После взятия частных производных и соответствующих преобразований выражения (99) получим:

$$m_R^2 = \frac{1}{(1 - \sin \frac{\beta}{2})^2} \left[\sin^2 \frac{\beta}{2} m_D^2 + \frac{D^2 (1 - \sin^2 \frac{\beta}{2})}{\rho^2 (1 - \sin \frac{\beta}{2})^2} m_\beta^2 \right]. \quad (100)$$

Как следует из формулы (100), средняя квадратическая ошибка радиуса m_R зависит от величин D и β и средних квадратических ошибок их измерения. Для исследования влияния значений D , β , m_D и m_β на m_R примем среднюю высоту трубы $H = 120$ м, радиус трубы поверху 3 м, понизу 5 м, расстояния от тахеометра до центра трубы ($D + R$) от $1,0H$ до $3,0H$ м, $m_\beta = 5''$, $m_D = 10$ мм. Теоретические значения входящих в формулу (100) углов $\beta/2$ были подсчитаны по формуле (101). Данные расчётов сведены в табл. 17.

$$\sin \frac{\beta}{2} = \frac{R}{D+R} . \quad (101)$$

Т а б л и ц а 17

**Ошибки m_R в зависимости от ошибок измерения
расстояний $m_D = 10$ мм и углов $m_\beta = 5''$**

$(D+R)$, м		1,0H(120)	1,5H(180)	2,0H(240)	2,5H(300)	3,0H(360)
m_R , мм	Верх ($R=3$ м)	3,0	4,4	5,9	7,3	8,8
	Низ ($R=5$ м)	3,1	4,5	5,9	7,4	8,8

Если в формуле (100) заменить $\sin\beta/2$ на его значение из формулы (101) $R/(D+R)$, то после соответствующих преобразований формула (100) примет вид:

$$m_R^2 = \frac{R^2}{D^2} m_D^2 + \left(1 + \frac{2R}{D}\right) \frac{(D+R)^2}{\rho^2} m_\beta^2 . \quad (102)$$

Анализ данных табл. 17 позволяет констатировать, что для конкретной дымовой трубы средняя квадратическая ошибка m_R практически остаётся одинаковой для радиусов поверху и понизу. Она растёт с увеличением расстояния $(D+R)$ от тахеометра до трубы.

Другая отличительная особенность линейно-углового способа определения радиуса заключается в том, что входящее в формулу (102) первое слагаемое в нашем примере практически не оказывает влияния на величину m_R , о чём свидетельствуют данные табл. 18.

Т а б л и ц а 18

**Ошибки m_R в зависимости от ошибок измерения
только расстояний $m_D = 10$ мм**

$(D+R)$, м		1,0H(120)	1,5H(180)	2,0H(240)	2,5H(300)	3,0H(360)
Первое слагаемое (Rm_D/D) формулы (5)						
m_R , мм	Верх ($R=3$ м)	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1
	Низ ($R=5$ м)	0,4	0,3	0,2	0,2	0,1

Наконец, множитель $(1+2R/D)$ практически не оказывает влияние на величину второго слагаемого формулы (102), что подтверждают данные табл. 19.

Т а б л и ц а 19

**Ошибки m_R в зависимости от ошибок измерения
только расстояний $m_D = 10$ мм**

$(D + R)$, м	1,0H(120)	1,5H(180)	2,0H(240)	2,5H(300)	3,0H(360)
Множитель $(1+2R/D)$ второго слагаемого формулы (5)					
Верх ($R=3$ м)	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0
Низ ($R=5$ м)	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0

С учётом сказанного можно констатировать, что на погрешность определения радиуса дымовых труб основное влияние оказывают расстояние $(D+R)$ от тахеометра до трубы и точность измерения угла β . Поэтому формулу (102) можно представить в сокращенном виде:

$$m_R = \frac{(D + R)}{\rho} m_\beta . \quad (103)$$

Т а б л и ц а 20

**Ошибки m_R подсчитанные по сокращенной формуле (103)
при $m_D = 10$ мм и $m_\beta = 5''$**

$(D + R)$, м		1,0H(120)	1,5H(180)	2,0H(240)	2,5H(300)	3,0H(360)
m_R , мм	Верх ($R=3$ м)	2,9	4,4	5,8	7,3	8,7
	Низ ($R=5$ м)	2,9	4,4	5,8	7,3	8,7

Сравнивая данные табл. 17 и табл. 20, видим, что строгая формула (102) и сокращённая формула (103) дают практически одинаковые результаты. Увеличение соотношения R/D ведёт, во первых, к увеличению влияния ошибки m_D на m_R , а во-вторых, к увеличению множителя $(1+2R/D)$ в формуле (102). В частном случае при $R = D$ формула (102) примет вид:

$$m_R^2 = m_D^2 + \frac{12D^2}{\rho^2} m_\beta^2 . \quad (104)$$

При определении радиуса какого-либо сооружения размером $R = 3 \text{ м} = D$ с ошибками измерений $m_D = 10$ мм и $m_\beta = 5''$, подсчитанная по формуле (104) средняя квадратическая ошибка m_R составит 10,0 мм. При $R = 5 \text{ м} = D$ она будет равна тем же 10,0 мм, то есть наблюдается обратная по сравнению с предыдущими

выводами тенденция. В данном случае основное влияние на ошибку определения радиуса будет оказывать точность измерения D .

В работе [73] изложена методика линейных измерений для контроля вертикальности фасада (по отношению к расположению тахеометра) сооружения. Для контроля вертикальности стен сооружения одновременно в двух взаимно перпендикулярных направлениях необходимо поступать следующим образом. Устанавливают тахеометр в точке **1** (рис. 83) перед одной из стен примерно в створе со стеной ей перпендикулярной. Визируют на крайнюю нижнюю точку стены **H**, измеряют D_H , $-h_H$ и устанавливают на горизонтальном круге отсчёт $0^{\circ}00'00''$. Визируют последовательно на крайние промежуточные i и верхнюю **B** точки стены, измеряя D_i , h_i , D_B , h_B и беря отсчёты по горизонтальному кругу γ_i , γ_B . Равенство горизонтальных проложений $D_H = D_i = D_B$ укажет на вертикальное положение фасадной части стены. В противном случае по значениям D и h можно построить профиль (рис. 83а), наглядно иллюстрирующий пространственное положение строительной конструкции.

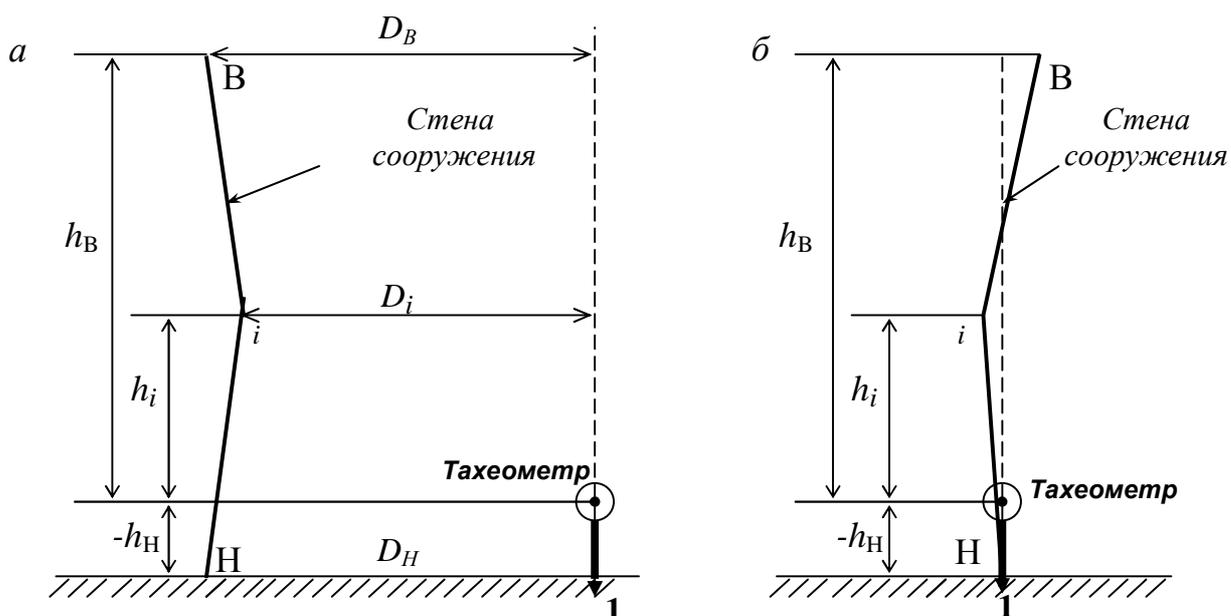


Рис. 83. Схема определения вертикальности стен путём линейно-угловых измерений

Отсчёты γ по горизонтальному кругу тахеометра будут характеризовать отклонения в градусной мере наблюдаемых точек от вертикали по направлению перпендикулярному первоначальному. При этом, если γ больше 0° , то наблюдаемая точка отклоняется от вертикали вправо, а если γ меньше 360° – влево. Переход от градусной меры к линейным значениям отклонений осуществляется по формуле

$$K = D_B \gamma''/\rho'', \quad \rho'' = 206265'' . \quad (105)$$

Результаты наблюдений для наглядности удобно представлять в виде профиля (рис. 83б).

Глава 5. ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОГО ПОЛОЖЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Строительными конструкциями, определяющими устойчивость зданий и сооружений промышленного предприятия, являются стены, колонны, балки, фермы и т. д. Исследование их пространственного положения предусматривает выполнение различного вида геодезических измерений (рис. 84):

- определение расстояний между фермами покрытия зданий L_1 , между колоннами в ряду L_2 и пролете L_3 , между подкрановыми рельсами мостовых кранов L_4 ;
- определение смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн;
- определение стрелы прогиба конструкций;
- проверка прямолинейности подкрановых рельсов, вертикальности и соосности колонн;
- привязка геодезических отметок строительных конструкций к Государственной высотной системе и др.

Решающими факторами, оказывающими влияние на выбор той или иной методики геодезической съёмки строительных конструкций, является, во-первых, их доступность, обусловленная степенью насыщенности производственных помещений технологическим оборудованием, что затрудняет производство геодезических измерений на уровне пола цеха. Во-вторых, необходимость производства измерений на уровне оголовка колонн или на уровне подкрановых рельсов требует выхода наблюдателя на крановый путь или его подъёма к оголовку колонн, что небезопасно и сопряжено со значительными трудностями. И, как правило, производственным корпусам присущи специфические условия: загазованность, высокая температура, конвекционные потоки воздуха, наличие токопроводов вблизи подкрановой балки, вибрация.

При исследовании пространственного положения строительных конструкций зданий и сооружений могут применяться прямые и косвенные виды геодезических измерений, в которых измеряемые величины могут быть получены непосредственно или дистанционно [53].

Применение лазерных рулеток типа Disto (A2, A3, A5, A6, A8), MM 30/100, LEM, DLE, PD 10, PD 20, HD 150, DLE 50 и др. позволяет значительно упростить и ускорить процесс выполнения непосредственных линейных измерений. В рабо-

тах [50, 51] показаны примеры использования лазерной рулетки PD 20 фирмы HILTI для выполнения следующих видов работ: определение расстояний между осями ферм в середине пролета; определение расстояний между внутренними гранями колонн в пролете и в ряду; определение ширины колеи кранового пути; передача отметки с пола цеха на мост крана; определение вертикальности колонн и стен лазерной рулеткой в сочетании со шнуровым отвесом и т. п., о чем будет сказано в соответствующих разделах монографии.



Рис. 84. Один из производственных корпусов

Однако здесь, как отмечалось выше, основная трудность заключается в доставке рулетки в точки замера, которые, помимо прочего, располагаются на уровне оголовка колонн и подкрановых рельсов. Это требует выхода персонала на крано-

вый путь или его подъёма к оголовку колонн. Для устранения этого недостатка авторами монографии был разработан лазерно-зеркальный способ для производства таких измерений дистанционно [49, 51].

5.1. Лазерно-зеркальное устройство для дистанционных измерений

Сущность лазерно-зеркального устройства (ЛЗУ) заключается в том, что с помощью удлинительной штанги в точках замера устанавливают плоское зеркало, расположенное под углом 45° к направлению лазерного пучка рулетки, которая также закреплена на штанге на известном расстоянии S от зеркала (рис. 85).

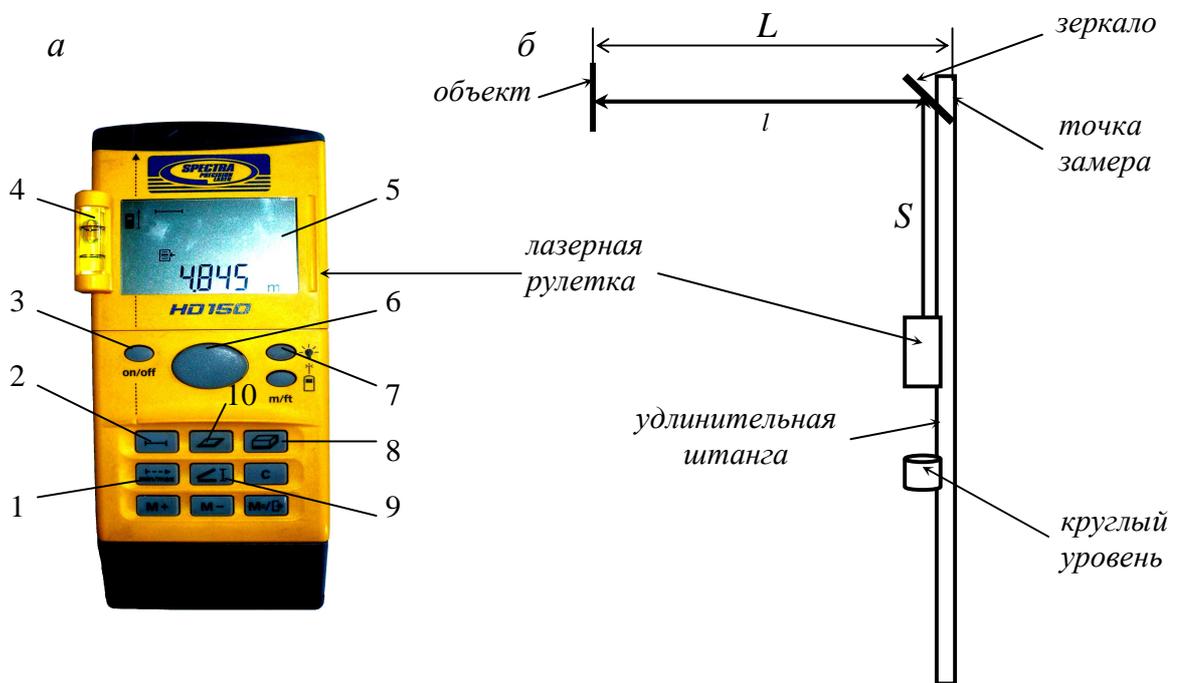


Рис. 85. Лазерная рулетка HD 150 (а) и схема лазерно-зеркального устройства ЛЗУ (б)

В результате измерений на дисплее рулетки высвечивается расстояние, равное сумме двух отрезков – от рулетки до зеркала S и от зеркала до объекта l .

Для реализации лазерно-зеркального способа был изготовлен действующий макет ЛЗУ, в котором в качестве удлинительной штанги использовалась обычная нивелирная рейка, на которой были закреплены круглый уровень, лазерная рулетка HD 150 фирмы Trimble и плоское зеркало от проектора «Полилюкс» с размерами 80×120 мм и толщиной 3 мм. Рулетка HD 150 (рис. 85) имеет кнопку 3 “вкл/выкл”, цилиндрический уровень 4, дисплей 5, кнопку управления 6, кнопку подсветки дисплея 7. Рулетка предназначена для измерения расстояний 2 от 0,3 до 30 м без отражателя и до 150 м – с отражателем, определения площадей 10 и

объёмов 8, определения высоты сооружений 9 и производства min/max измерений 1. Вес рулетки 430 г (с четырьмя батарейками типа АА), её размеры 170x70x46 мм.

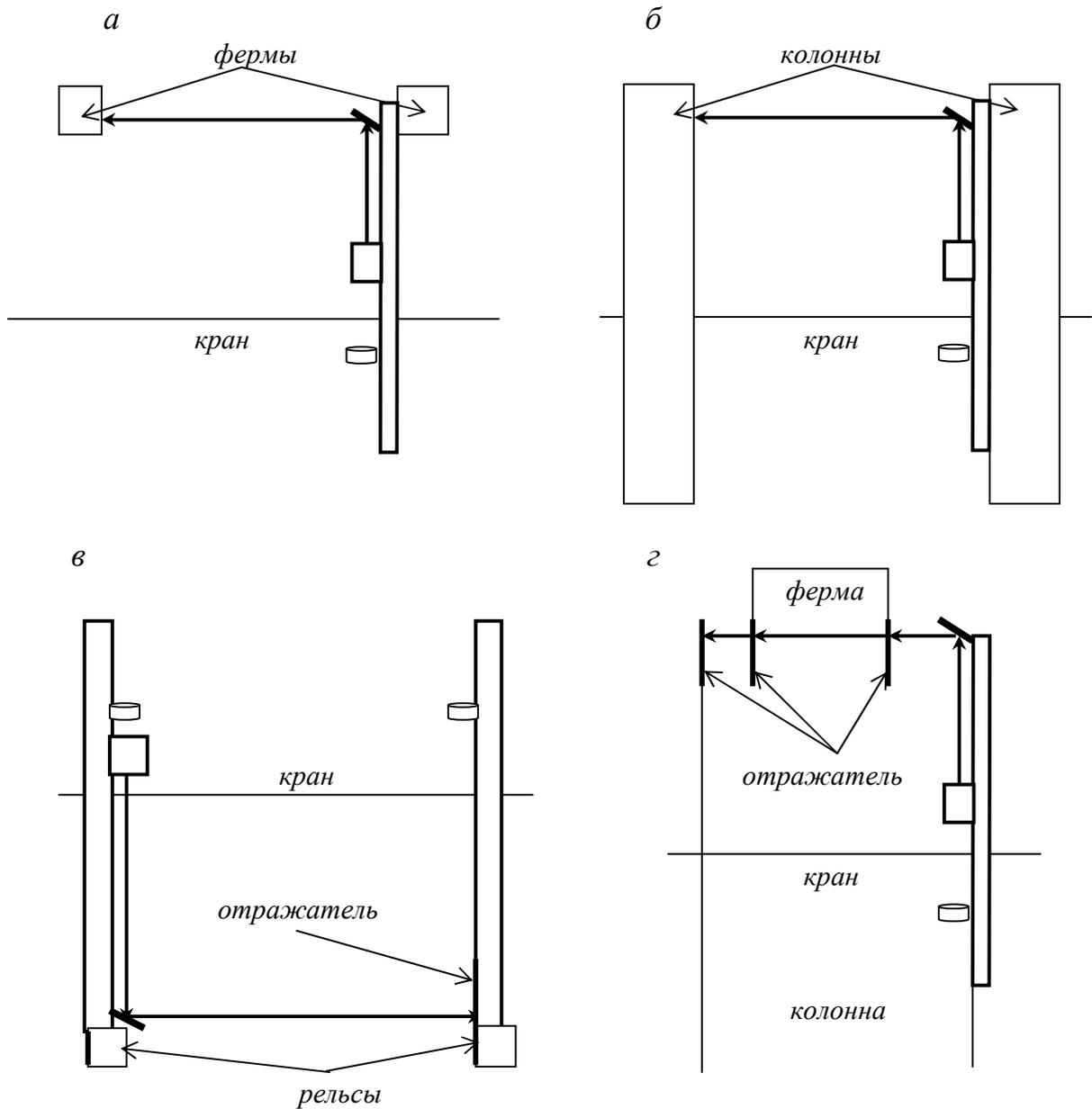


Рис. 86. Схемы измерений лазерно-зеркальным устройством

Устройство работает следующим образом (рис. 86). С помощью удлинительной штанги устанавливают зеркало на уровне нижнего пояса фермы, оголовка колонны или на подкрановом рельсе. Включают рулетку и направляют отраженный от зеркала лазерный пучок на боковую грань соседней фермы (рис. 86а), на боковую грань колонны (рис. 86б), на отражатель, установленный на противо-

ложном рельсе (рис. 86в) или на отрагатель, последовательно устанавливаемый на боковых гранях фермы и колонны (рис. 86г). Вертикальность штанги контролируется по круглому уровню.

Рулетка выдаст на дисплее результат, равный сумме расстояний от неё до зеркала S и от зеркала до отражающей поверхности l , до которой производятся измерения (рис. 85). Вычтя из показаний дисплея постоянное слагаемое S' , которое зависит от расстояния S и поправки за положение зеркала относительно точки замера, получим искомый результат L . Если снабдить устройство поворотным зеркалом (или двумя взаимно перпендикулярными зеркалами), то можно производить измерения до левой и правой отражающих поверхностей, располагая устройство между ними.

Были проведены испытания ЛЗУ в лабораторных и производственных условиях с целью подтверждения возможности его реализации и определения ожидаемой точности получаемых результатов [22]. Испытания проводились на двух взаимно перпендикулярных базисах, в точке пересечения которых было установлено вертикально плоское зеркало с возможностью его вращения по азимуту (рис. 87).

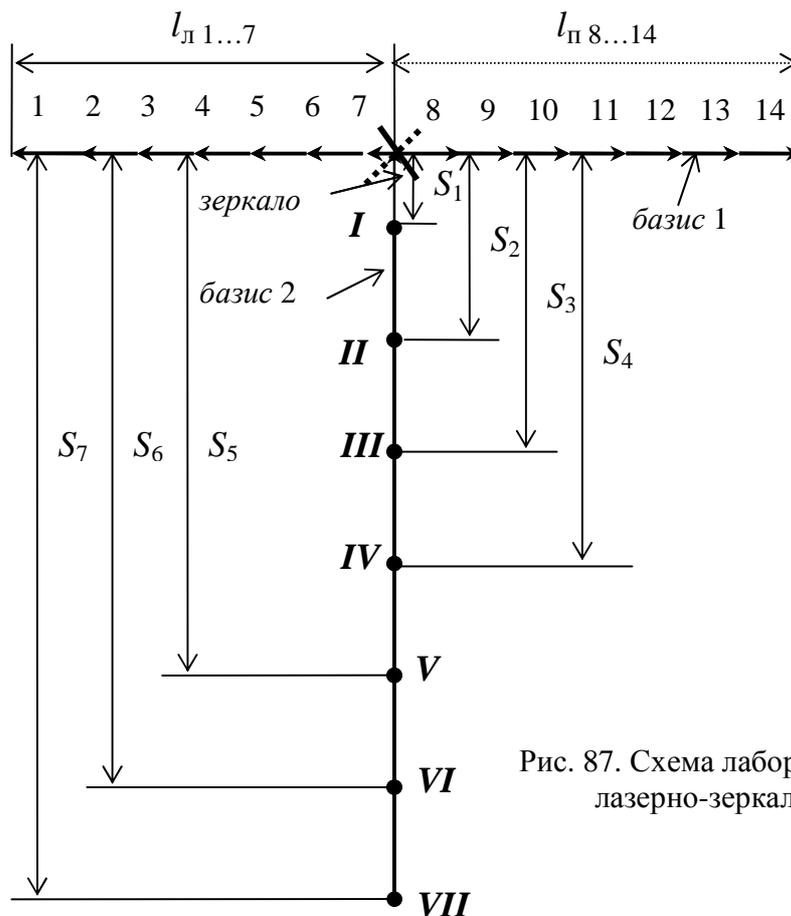


Рис. 87. Схема лабораторных испытаний лазерно-зеркального устройства

Методика испытаний заключалась в последовательном определении расстояний $l_{л1...7}$ до левых точек 1,2,...,7 и $l_{п8...14}$ до правых точек 8,9,...,14 (интервал между точками 100 мм) при положении лазерной рулетки в точках **I**, **II**, ..., **VII** на известных расстояниях S_1, S_2, \dots, S_7 от зеркала.

Для этого, зафиксировав положение лазерной рулетки, например, в точке **I** и расположив зеркало примерно под углом 90° к базису 2 (но так, чтобы отраженный от него лазерный луч не попал на входное или выходное окно лазерной рулетки), измеряли с её помощью расстояние S_1 . Эта операция названа «тарирование», причем она осуществима, если измеряемое расстояние не менее 0,3 м. Затем, повернув зеркало под углом 45° к базису 2 и устанавливая последовательно экран-отражатель в точках 1, 2, ..., 7, измеряли расстояния, равные сумме S_1 и соответствующего отрезка $l_{л1...7}$. Повернув зеркало на 90° (на рис. 87 показано пунктиром) и устанавливая последовательно экран-отражатель в точках 8, 9, ..., 14, измеряли расстояния, равные сумме S_1 и соответствующего отрезка $l_{п8...14}$.

Описанная операция повторялась при последовательном расположении лазерной рулетки в других точках **II**, ..., **VII** базиса 2. Всего было выполнено семь циклов измерений. Результаты измерений представлены в табл. 21.

Т а б л и ц а 21

Результаты измерений ЛЗУ

№.№ циклов	S_i , мм	Измеренные расстояния $S_i + l_{л1...7}$, мм						Измеренные расстояния $S_i + l_{п8...14}$, мм							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I	203	845	745	645	545	445	345	-	-	361	461	561	660	761	860
II	653	1296	1196	1096	996	896	796	696	712	811	912	1012	1111	1211	1311
III	1103	1746	1645	1546	1445	1346	1246	1147	1160	1260	1360	1460	1560	1660	1760
IV	1500	2151	2051	1951	1851	1752	1652	1552	1550	1649	1750	1850	1950	2049	2149
V	2000	2652	2551	2451	2352	2252	2152	2052	2049	2150	2250	2350	2450	2549	2649
VI	2500	3151	3051	2951	2851	2751	2651	2552	2549	2649	2751	2851	2950	3049	3150
VII	3000	3651	3550	3449	3350	3250	3150	3050	3049	3149	3249	3348	3449	3548	3649

Поскольку на базисе 1 интервал между точками 1, 2, ..., 13, 14 составляет 100 мм, то и разности двух соседних результатов из отдельного цикла измерений, представленные в таблице 9, также должны равняться 100 мм.

Данные табл. 21 позволяют констатировать, что точность определения лазерно-зеркальным способом расстояния между двумя односторонне расположенными точками (правыми или левыми) находится в пределах $-1 + 1$ мм и не зави-

сит от величины измеряемого расстояния и местоположения рулетки, т. е. расстояния S_i .

По приведенным в табл. 9 результатам измерений можно определить расстояние между двумя любыми точками 1, 2, 3, ..., 14 базиса 1, например, определить фактическую ширину колонны или фермы. Для этого следует из измеренного расстояния $S_i + l_{л 1...7}$ до одной из левых точек и расстояния $S_i + l_{п 8...14}$ до одной из правых точек вычесть соответствующее расстояние S_i от рулетки до зеркала и полученные разности сложить.

Анализ данных табл. 21 свидетельствуют о том, что точность вычисленных расстояний между разносторонними точками находится в пределах $-2 + 2$ мм, т. е. несколько отличается от таковой при односторонних измерениях. Это можно объяснить тем, что на точность получаемых результатов, в отличие от предыдущего способа, оказывает влияние, во-первых, погрешность измерения расстояния S_i и погрешность взаимного расположения двух позиций зеркала до и после его поворота.

Результаты испытаний ЛЗУ в лабораторных и производственных условиях подтвердили возможность его использования для дистанционных измерений с точностью, заявленной в паспорте лазерной рулетки 2-3 мм. Было также установлено, что дальность действия устройства l зависит от расстояния S между зеркалом и рулеткой, от площади зеркала и его конфигурации. Так при $S = 1$ м с помощью зеркала от проектора «Полилюкс» уверенно фиксировалось расстояние 47 м (ограниченное размерами помещения, где проводились испытания). Аналогичный результат получали с помощью продолговатого зеркала от буссоли теодолита 2Т30П с размерами 16х90 мм, установленного «вдоль» направления лазерного пучка. Если положение этого зеркала изменить на 90° («поперек» лазерного пучка) то дальность действия устройства резко снижается до 1-2 м. При использовании круглого зеркала подсветки указанного теодолита диаметром 19 мм, дальность действия устройства составляет 7-8 м.

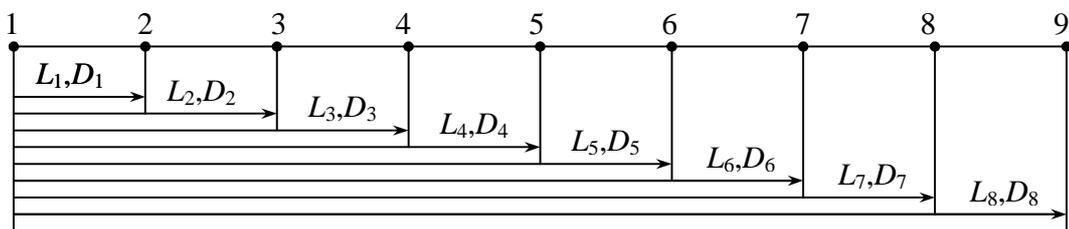


Рис.88. Схема расположения и измерения базисов

У ЛЗУ длина штанги и S могут меняться в зависимости от расстояния от наблюдателя до точки замера. Поэтому перед началом работы с ЛЗУ следует определить постоянное слагаемое S' . Для этого на местности необходимо разбить несколько базисов L_1, L_2, L_3, \dots и измерить их лазерной рулеткой. После чего эти

базисы измеряют с помощью ЛЗУ с той же самой рулеткой. Разности полученных с помощью ЛЗУ результатов D_1, D_2, D_3, \dots и длин базисов L_1, L_2, L_3, \dots должны быть равны между собой и представлять постоянное слагаемое S'_1, S'_2, S'_3, \dots , которое зависит от расстояния S и поправки за положение зеркала относительно точки замера.

Были проведены испытания ЛЗУ, методика которых заключалась в следующем [27].



Рис. 89. Измерение базисов с помощью ЛЗУ

На местности были закреплены 9 точек (рис. 88) и лазерной рулеткой были измерены расстояния L_i между первой и последующими точками в прямом и обратном направлениях. После чего эти расстояния (D_i) были измерены с помощью лазерно-зеркального устройства (рис. 89).

Результаты измерений представлены в табл. 22. Были найдены разности между результатами измерений с помощью ЛЗУ и лазерной рулетки. Вычисленная по формуле Бесселя средняя квадратическая ошибка определения постоянной слагаемой ЛЗУ оказалась равной 0,001 м, что не превышает точности лазерной рулетки 0,003 м, заявленной производителем.

Т а б л и ц а 22

Результаты измерений при первом положении лазерной рулетки

Расстояния	$L, \text{ м}$	$D, \text{ м}$	$S', \text{ м}$
1 – 2	4,9985	5,9350	0,9365
1 – 3	9,9920	10,9305	0,9385
1 – 4	14,9925	15,9325	0,9400
1 – 5	19,9950	20,9340	0,3990
1 – 6	24,9930	25,9310	0,9380
1 – 7	29,9860	30,9265	0,9405
1 – 8	34,9940	35,9290	0,9350
1 – 9	39,9890	40,9305	0,9415

У ЛЗУ длина штанги, а также положение лазерной рулетки относительно зеркала может меняться. Поэтому для исследования влияния величины S на точ-

ность определения постоянной слагаемой ЛЗУ была проведена серия замеров расстояний между точками 1-2, 1-3, 1-4, 1-5, 1-6, 1-7, 1-8, 1-9 при различных положениях лазерной рулетки относительно зеркала на удлинительной штанге (рис. 90). Результаты измерений приведены в табл. 23.

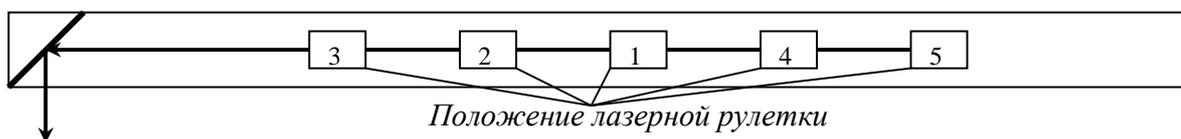


Рис. 90. Схема положений лазерной рулетки относительно зеркала

Т а б л и ц а 23

Результаты измерений при различных положениях лазерной рулетки

Рас- стоя- ния	Положение 2			Положение 3			Положение 4			Положение 5		
	L , м	D , м	S' , м	L , м	D , м	S' , м	L , м	D , м	S' , м	L , м	D , м	S' , м
1 – 2	4,998	5,758	0,760	39,989	40,554	0,564	39,989	41,150	1,162	4,998	6,360	1,362
1 – 3	9,992	10,753	0,761	34,990	35,546	0,556	34,990	36,148	1,158	9,992	11,355	1,363
1 – 4	14,992	15,754	0,762	29,997	30,556	0,560	29,997	31,156	1,159	14,992	16,356	1,364
1 – 5	19,995	20,754	0,758	24,996	25,552	0,555	24,996	26,152	1,155	19,995	21,356	1,360
1 – 6	24,993	25,749	0,756	19,994	20,555	0,561	19,994	21,155	1,161	24,993	26,353	1,360
1 – 7	29,986	30,750	0,764	14,996	15,555	0,559	14,996	16,153	1,157	29,986	31,351	1,365
1 – 8	34,994	35,748	0,754	10,003	10,562	0,560	10,003	11,162	1,158	34,994	36,352	1,358
1 – 9	39,989	40,753	0,764	4,995	5,553	0,558	4,995	6,152	1,158	39,989	41,358	1,369



Рис. 91. Пример использования ЛЗУ для измерения труднодоступного расстояния

В результате проведенной серии замеров, было выявлено, что положение лазерной рулетки на удлинительной штанге относительно зеркала не влияет на точность получаемого значения постоянной слагаемой S' .

Т а б л и ц а 24

Результаты измерений расстояний между балками

Положение рулетки	D , м	S' , м	$D - S'$, м	L , м
1	6,489	0,939	5,550	5,550
2	6,356	0,760	5,597	5,595
3	6,155	0,559	5,596	5,595
4	6,730	1,158	5,572	5,570
5	6,934	1,363	5,571	5,570

Т а б л и ц а 25

Результаты измерений в производственных корпусах ОАО НАЗ «Сокол»

Название цеха и корпуса	Название осей корпуса	Результаты измерений, м		Постоянная слагаемая ЛЗУ, м
		HD 150	ЛЗУ	
Цех 53 (корпус 1)	43	16,010	16,948	0,938
	44	15,934	16,876	0,942
	45	15,921	16,860	0,939
	46	15,960	16,898	0,938
	47	15,947	16,888	0,941
Цех 34 (корпус 11)	2	15,963	16,897	0,934
	3	15,996	16,937	0,941
	4	16,056	17,000	0,944
	5	16,054	16,991	0,937
Цех 34 (корпус 74)	6	20,502	21,440	0,938
	7	20,481	21,429	0,948
	8	20,500	21,434	0,934
	9	20,494	21,438	0,944
	10	20,500	21,439	0,939
	11	20,513	21,460	0,947
	12	20,542	21,483	0,941
	13	20,546	21,494	0,948
	14	20,556	21,508	0,952
15	20,535	21,488	0,953	

Расстояния L между балками были измерены лазерной рулеткой. Эти же расстояния D были измерены с помощью лазерно-зеркального устройства при различных положениях лазерной рулетки относительно зеркала. Из полученных результатов были вычтены постоянные слагаемые S' , которые для каждого поло-

жения лазерной рулетки были найдены ранее (см. табл. 22, 23). Результаты измерений представлены в табл. 24.

Различия в результатах измерений расстояний между балками, проведенных с помощью лазерно-зеркального устройства и лазерной рулетки, не выходят за пределы точности лазерной рулетки заявленной производителем (табл. 24).

Определение постоянной слагаемой ЛЗУ было выполнено также в производственных условиях цехов ОАО НАЗ «Сокол» путём сравнения результатов измеренных расстояний между внутренними гранями колонн в пролёте вначале лазерной рулеткой HD 150, а затем ЛЗУ (табл. 25).

Данные табл. 25, как и результаты проведенных лабораторных испытаний подтверждают возможность использования лазерно-зеркального устройства для дистанционных измерений недоступных и труднодоступных расстояний с точностью, заявленной в паспорте рулетки.

5.2. Определение расстояния между фермами в середине пролёта

Определение расстояния между осями ферм покрытия зданий в середине пролёта может производиться с крановой тележки двумя непосредственными способами.

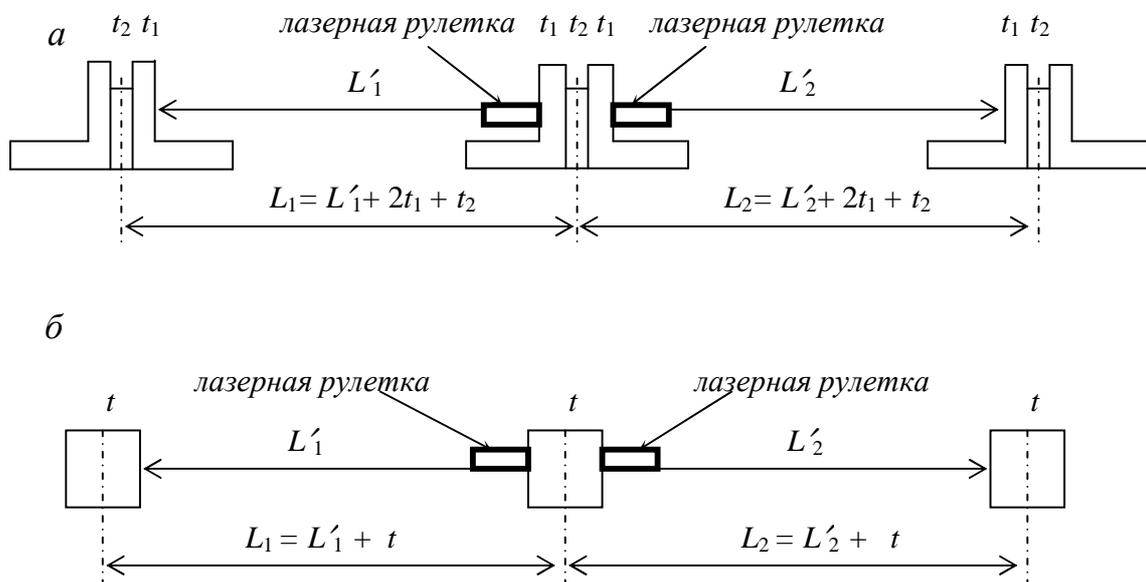


Рис. 92. Схема измерения расстояний между фермами лазерной рулеткой

Первый способ предусматривает использование обычной рулетки. Он заключается в том, что один конец рулетки с помощью специальной струбины или

магнитного фиксатора закрепляется на нижнем поясе одной фермы и измеряются соответствующие расстояния между фермами, пока хватает длины рулетки.

Другой способ определения расстояний L между осями ферм в середине пролета может производиться с помощью лазерной рулетки непосредственно или дистанционно. Так, если нижний пояс ферм состоит из двух уголков и междууголковой плиты (рис. 92а), то рулетка прикладывается к внутренним граням уголков одной фермы и измеряются расстояния L'_1 и L'_2 до внутренних граней уголков двух соседних ферм. В измеренные расстояния L'_1 и L'_2 необходимо ввести поправки, учитывающие толщину уголка t_1 и междууголковой плиты t_2 , в результате чего получим искомые расстояния между осями ферм L_1 и L_2 .

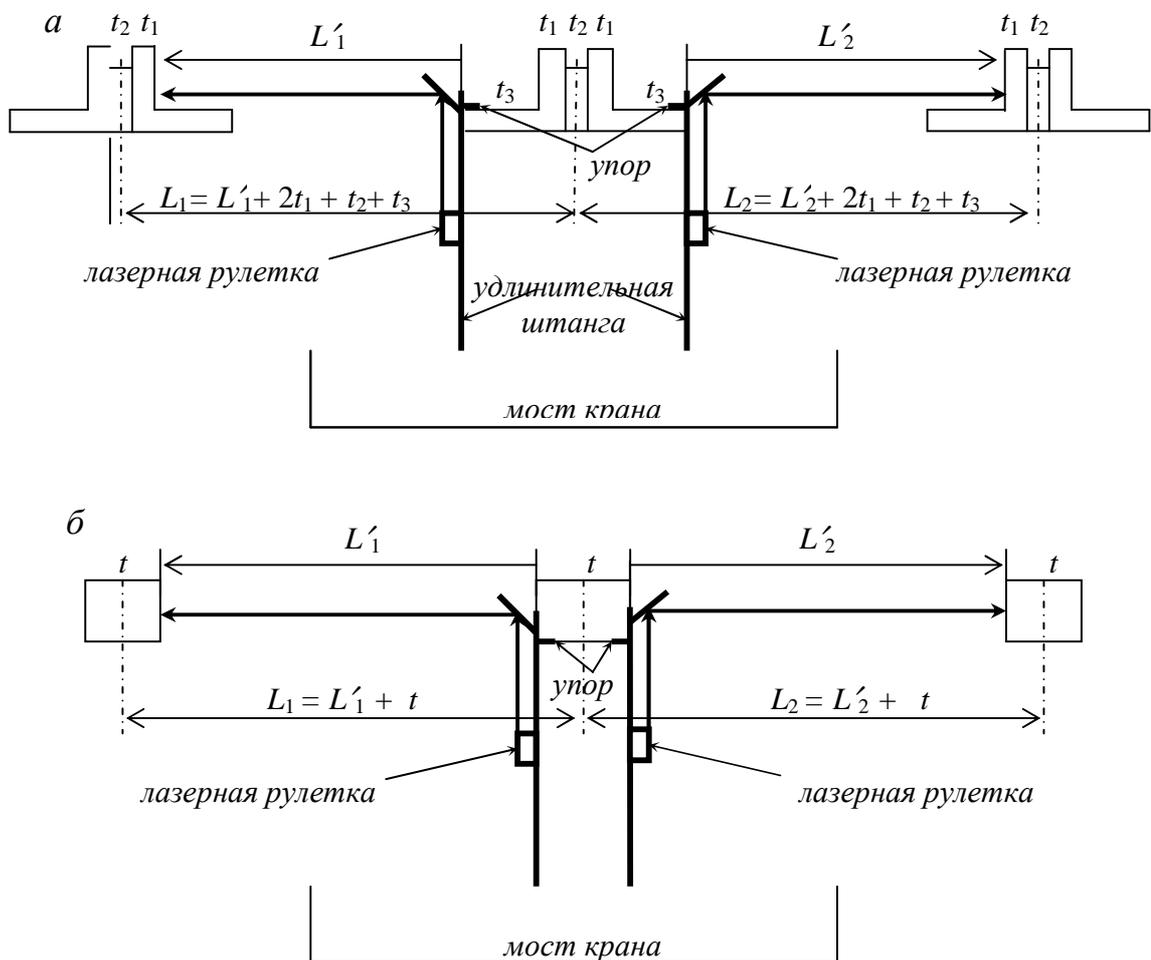


Рис. 93. Схема измерения расстояний между фермами с помощью ЛЗУ: а – штанга ЛЗУ прикладывается к уголку; б – к боковой грани фермы

Если нижний пояс ферм находится на значительной высоте от моста крана, то непосредственный способ, описанный выше, будет затруднен ввиду необходимости доставки лазерной рулетки в точки замера. В этом случае может применяться дистанционный способ с использованием ЛЗУ, удлинительная штанга которого прикладывается к уголку (рис. 93а) или к боковой грани фермы (рис. 93б).

Для более устойчивого и однообразного положения удлинительной штанги относительно нижнего пояса ферм она снабжена упором. Произведя измерения, вычитают из показаний лазерной рулетки постоянное слагаемое S' и получают расстояния L'_1 и L'_2 , вводя в которые соответствующие поправки, находят искомые расстояния между осями ферм L_1 и L_2 (рис. 93а, б).

5.3. Определение расстояний между колоннами в пролёте и в ряду



Рис. 94. Пример использования ЛЗУ для измерения расстояния между колоннами в пролёте на уровне их оголовка

Измерение расстояний между осями колонн в пролёте может осуществляться обычной рулеткой с тормозных площадок крана только на уровне человеческо-

го роста. А измерение расстояний между осями колонн в ряду к тому же требует выхода исполнителей на подкрановый путь. Производство же таких измерений на уровне оголовка колонн, даже с использованием лазерной рулетки, вообще говоря, проблематично. Эта задача с успехом решается с помощью ЛЗУ (рис. 94), причём одним исполнителем [51].

Зеркало с помощью удлинительной штанги доставляется в точку замера на уровне оголовка колонны, а сама штанга прислоняется к внутренней грани колонны. Измеряют расстояние до внутренней грани противоположной колонны, которое будет равно показаниям рулетки минус постоянное слагаемое ЛЗУ. Если нельзя прислонить штангу к грани колонны из-за какого-либо препятствия, то можно использовать откидной упор известной длины (рис. 95). Тогда при вычислении расстояния L' следует к разности показаний рулетки и постоянного слагаемого прибавить длину этого упора. Зная размеры колонн левого и правого ряда внизу L_H, P_H и сверху L_B, P_B , можно вычислить расстояние L между осями колонн по формуле

$$L = L' + (L_B + P_B) - (L_H + P_H)/2. \quad (106)$$

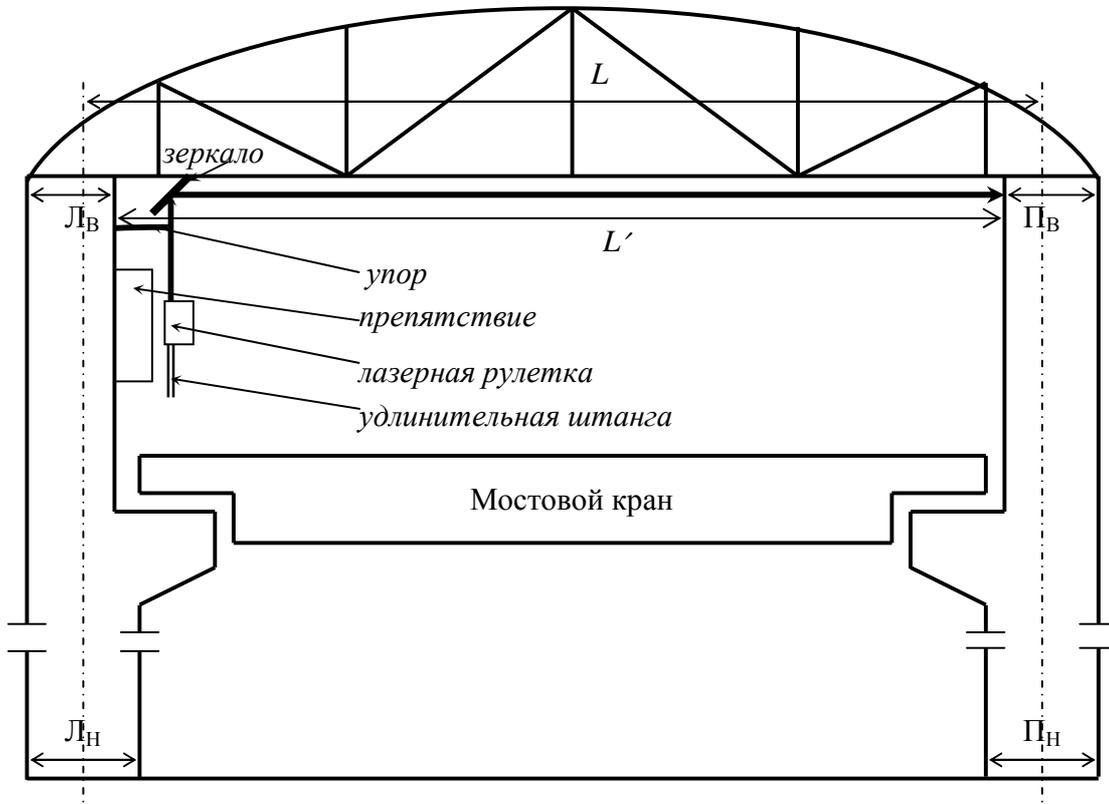


Рис. 95. Схема измерения расстояний между осями колонн в пролёте

Аналогичным образом производится измерение расстояний между осями колон в ряду с введением в L' поправки за ширину колонны (аналогично таковой на рис. 93б) и за длину упора, если он имел место.

Определение недоступных и труднодоступных расстояний может осуществляться косвенным способом с помощью электронного тахеометра, основанным на использовании его клавиши SDh и теоремы косинусов [25, 26].

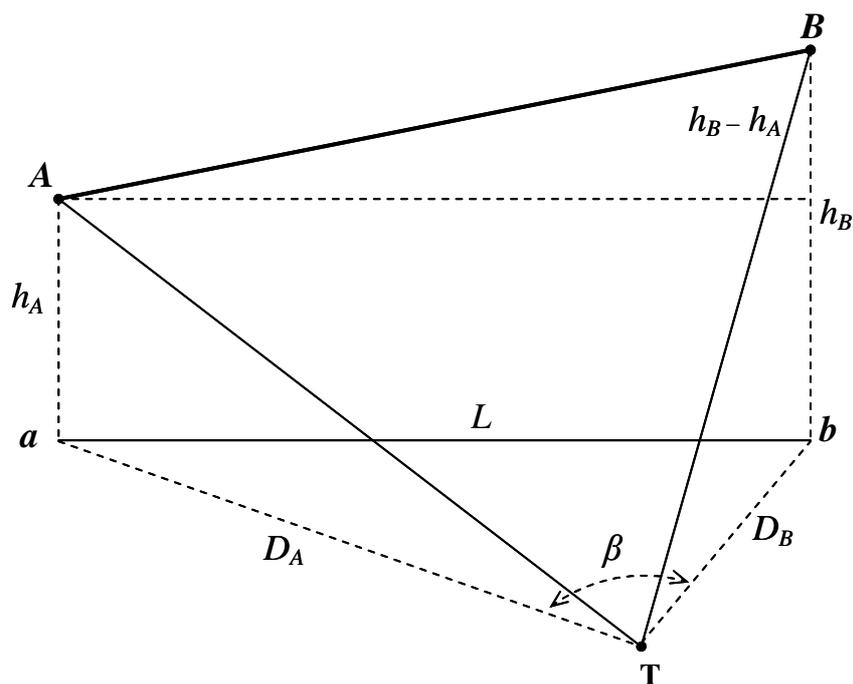


Рис. 96. Схема определения недоступного расстояния с помощью клавиши SDh электронного тахеометра

Методика измерений заключается в следующем (рис. 96). Устанавливают тахеометр в некоторой точке T и ориентируют его по линии TA . С помощью клавиши SDh выводят на экран дисплея горизонтальное проложение D_A и превышение h_A . Визируют на точку B и читают на экране значение горизонтального угла β , а при включённой клавише SDh – значения D_B и h_B . Горизонтальное проложение $ab = L$ наклонной линии AB вычисляют по формуле косинусов:

$$L^2 = D_A^2 + D_B^2 - 2D_A D_B \cos \beta . \quad (107)$$

Точность определения горизонтального проложения L будет зависеть от точности измерения горизонтальных проложений D_A , D_B и горизонтального угла β .

Используя формулу (107), найдём среднюю квадратическую ошибку определения горизонтального проложения m_L :

$$m_L^2 = \left(\frac{\partial L}{\partial D_A} \right)^2 m_{DA}^2 + \left(\frac{\partial L}{\partial D_B} \right)^2 m_{DB}^2 + \left(\frac{\partial L}{\partial \beta} \right)^2 m_\beta^2, \quad (108)$$

где выражения в скобках представляют собой частные производные, а m_{DA} , m_{DB} и m_β – средние квадратические ошибки измерения D_A , D_B и β .

Взяв частные производные и приняв $D_A = D_B = D$, $m_{DA} = m_{DB} = m_D$ получим после соответствующих преобразований выражения (108) формулу (109)

$$m_L^2 = \frac{L^2}{2D^2} m_D^2 + \frac{1}{\rho^2} \left(D^2 - \frac{L^2}{4} \right) m_\beta^2. \quad (109)$$

По формуле (109) подсчитаны средние квадратические ошибки m_L для различных значений $L = 5; 10; 20; 30; 40$ м и различных соотношений L/D от 2,0 до 0,01 при $m_D = 5$ мм и $m_\beta = 5''$. Пределы значений L от 5 до 40 м выбраны исходя из опыта геодезического контроля пространственного положения строительных конструкций промышленных предприятий Нижегородской области. Полученные результаты представлены на графиках (рис. 97).

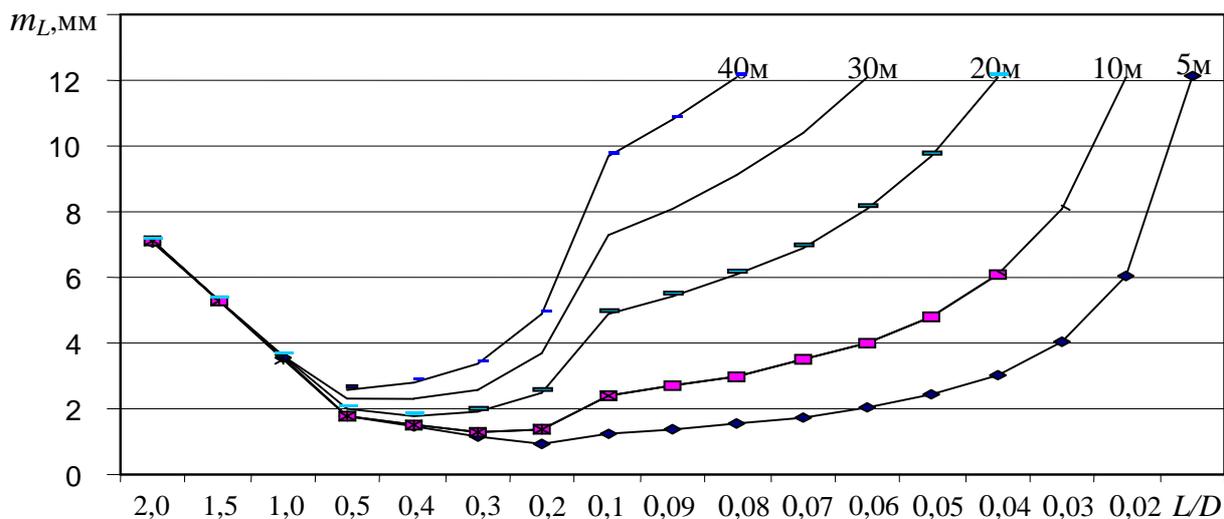


Рис. 97. Графики зависимости ошибки m_L от соотношения L/D для $m_D = 5$ мм и $m_\beta = 5''$

На основании этих графиков можно констатировать, что средняя квадратическая ошибка m_L при соотношении L/D от 2,0 до 0,5 практически не зависит от величины L . Эта ошибка достигает своего минимального значения при соотношении L/D в пределах от 0,5 (40 м) до 0,2 (5 м). До этих пределов L/D основное влияние на точность определения L оказывает ошибка линейных измерений. Дальнейшее уменьшение соотношения L/D приводит к уменьшению влияния на величину средней квадратической ошибки m_L ошибки линейных измерений и увеличению влияния на m_L ошибки угловых измерений.

Таким образом, имея график для конкретных значений L , m_D и m_β , можно, задавшись точностью m_L определения такого недоступного расстояния L , выбрать наиболее оптимальный вариант соотношения L/D . Отметим, что значения m_D и m_β зависят от марки имеющегося в наличии электронного тахеометра. В настоящее время выпускаются электронные тахеометры с различной точностью измерений: углов от 0,5 до 20", расстояний от 2 до 10 мм. Причём, многие из них могут работать в безотражательном режиме.

Покажем на примере двух производственных цехов завода «Сокол» рассмотренную выше методику применительно к определению расстояния между колоннами в ряду на уровне их оголовка. В обоих цехах шаг колонн 6 м, расстояние между внутренними гранями колонн в пролёте в одном цехе 17,3 м и 29,3 м в другом.

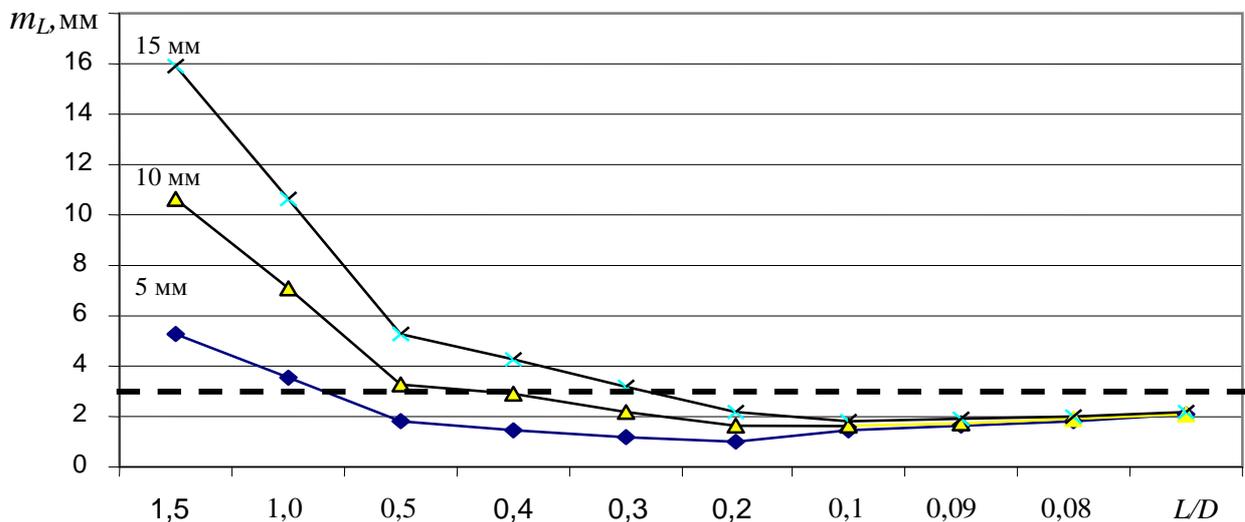


Рис. 98. Графики зависимости ошибки m_L от соотношения L/D , $m_\beta = 5''$ и $m_D = 5; 10; 15$ мм

На рис. 98 представлены графики зависимости средней квадратической ошибки m_L определения расстояния $L = 6$ м между колоннами в ряду на уровне их оголовка. Из этих графиков видно, во-первых, что при $m_\beta = 5''$ влияние ошибки линейных измерений m_D на величину m_L постепенно уменьшается и, начиная с $L/D = 0,1$, оно пренебрежительно мало.

Во-вторых, задаваясь величиной m_L , например, 3 мм (пунктирная линия на рис. 98), можно достичь этой точности при $L/D = 0,7; 0,4; 0,2$ и менее соответственно для линейной ошибки $m_D = 5; 10; 15$ мм. То есть, оптимальными будут являться $D = 6/0,7 = 8,6; 6/0,4 = 15,0; 6/0,2 = 30,0$ и более метров. В зависимости от расстояния между внутренними гранями колонн (в нашем примере 17,3 и 29,3) и оптимального расстояния D выбирается место установки прибора. Так, например, при $D = 8,6$ м тахеометр можно устанавливать посередине обоих цехов и производить измерения между двумя колоннами левого и правого ряда с одной точки стояния.

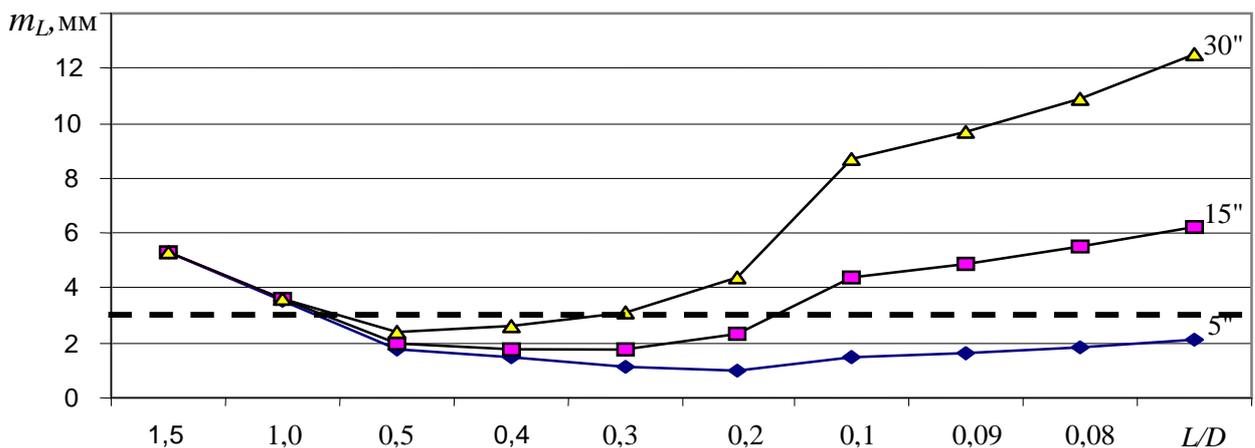


Рис. 99. Графики зависимости ошибки m_L от соотношения L/D , $m_D = 5$ мм и $m_\beta = 5''; 15''; 30''$

На рис. 99 представлены графики зависимости ошибки m_L определения расстояния между колоннами $L = 6$ м. Из этих графиков видно, во-первых, что при $m_D = 5$ мм ошибка угловых измерений m_β практически не оказывает влияния на величину m_L до соотношения $L/D = 0,2$.

Во-вторых, задаваясь величиной m_L , например, 3 мм (пунктирная линия на рис. 99), можно достичь этой точности при $L/D = 0,7$ и менее для всех угловых ошибок $m_\beta = 5''; 15''; 30''$. То есть, в данном случае оптимальным будет являться расстояние $D = 6/0,7 = 8,6$ и более метров.

Аналогичным образом можно рассчитать оптимальные расстояния съёмки при определении, например, ширины колеи кранового пути, расстояния между ко-

лоннами в пролёте, между фермами покрытия и др. Кроме того, по разности h_A и h_B можно найти превышение между точками A и B и, при необходимости, вычислить наклонную длину AB .

5.4. Определение смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн

Как правило, эта задача решается путём маркировки на уровне оголовка колонны её осевой риски и осевой риски нижнего пояса фермы с последующим прямым измерением расстояния между этими рисками с помощью линейки с миллиметровыми делениями. Такие непосредственные измерения труднодоступны даже с тормозных площадок крана, когда до оголовка колонны расстояние может превышать 2 и более метров, небезопасны, трудоёмки и малопродуктивны. Поэтому были разработаны и опробованы новые способы, позволяющие производить необходимые измерения дистанционно [68]: механический, лазерно-зеркальный, фотографический и угломерный.

- **Механический способ.** Принципиальная схема механического устройства показана на рис. 100а заключается в следующем. Основанием устройства служит специальная подвижная каретка, которая состоит из двух шарнирно соединённых в точке O планок, на концах которых закреплены ролики A , B , B и $Г$. Планки связаны между собой пружинами. На оси каретки установлен шарнирный параллелограмм $abvg$, имеющий на одном конце вилку, на другом – удлинительную штангу с круглым уровнем.

Устройство работает следующим образом. Подвижная каретка надевается на колонну, при этом пружины обеспечивают надежное прижатие роликов A , B , B и $Г$ к её боковым стенкам. С помощью удлинительной штанги перемещают каретку с шарнирным параллелограммом до соприкосновения вилки с нижними боковыми рёбрами фермы. Вертикальность штанги контролируется по круглому уровню. В результате самоцентрирования каретки относительно колонны и вилки относительно фермы стороны шарнирного параллелограмма ab и vg расположатся строго по осям колонны и фермы. Расстояние между ними c будет соответствовать величине смещения оси фермы относительно оси колонны.

- **Лазерно-зеркальный способ.** Схема одного лазерно-зеркального устройства поясняется рис. 100б и заключается в следующем. Основанием устройства служат две подвижные каретки 1 и 2, на концах которых закреплены ролики A , B и B , $Г$. Каретки связаны между собой направляющей 3, причём каретка AB жёстко скреплена с направляющей, а каретка $BГ$ установлена на направляющей с возможностью перемещения вдоль неё. Перемещения каретки $BГ$ фиксируются пружиной 4. На направляющей установлен ползун 5, жёстко скреплённый с удлинительной штангой 6, который обеспечивает возможность перемещения штанги вле-

во-вправо по направляющей. Удлинительная штанга имеет на одном конце вилку 7, а на другом – лазерную рулетку 8 и круглый уровень 9.

На каретках установлены перпендикулярно направляющей экраны-отражатели **АБ** и **ВГ**, а на штанге в точке её пересечения с направляющей установлено под углом 45° к штанге поворотное зеркало 10.

Надевают подвижные каретки на колонну, при этом пружина 4 обеспечивает надежное прижатие роликов **А**, **Б**, **В** и **Г** к её боковым стенкам. С помощью удлинительной штанги перемещают каретки до соприкосновения вилки 7 с нижними боковыми ребрами фермы. Вертикальность штанги контролируется по круглому уровню.

В результате самоцентрирования вилки относительно фермы удлинительная штанга расположится строго по оси фермы. Включают лазерную рулетку, при этом лазерный луч, отразившись от зеркала, попадает на правый экран-отражатель **ВГ**, в результате чего будет измерено расстояние $(S + l_{\text{л}})$. Повернув зеркало на 90° (на рисунке обозначено пунктиром), измеряют расстояние $(S + l_{\text{п}})$. Полуразность полученных значений даст величину c смещения оси фермы относительно оси колонны:

$$c = 0,5(l_{\text{л}} - l_{\text{п}}) = 0,5[(S + l_{\text{л}}) - (S + l_{\text{п}})], \quad (110)$$

причем радиусы роликов **А**, **Б**, **В** и **Г** одинаковы и они в вычислениях не участвуют. Знак «плюс» величины c означает смещение опорного узла фермы вправо, знак «минус» означает смещение его влево.

В качестве поворотного зеркала может служить круглое зеркало подсветки теодолита 4Т30П диаметром 19 мм. Вместо одного поворотного зеркала можно использовать два взаимно перпендикулярных неподвижных зеркала от буссоли указанного теодолита с размерами 16х90 мм, расположенных одно над другим под углами 45° к удлинительной штанге и наводить лазерный луч вначале на одно, а затем на другое зеркало. В качестве удлинительной штанги может использоваться обычная нивелирная рейка (цельная, складная, телескопическая) или строительный уровень.

Принципиальная схема другого лазерно-зеркального устройства на рис. 80в основана на измерении двух расстояний $(S + l_{\text{л}})$ и $(S + l_{\text{п}})$ от оси нижнего пояса фермы до левого и правого экранов-отражателей, приведённых в соприкосновение с боковыми гранями колонны с последующим вычислением величины смещения опорного узла фермы на оголовке колонны по формуле (110). Полуразность измеренных расстояний и её знак соответствуют величине и направлению смещения c оси фермы относительно оси колонны.

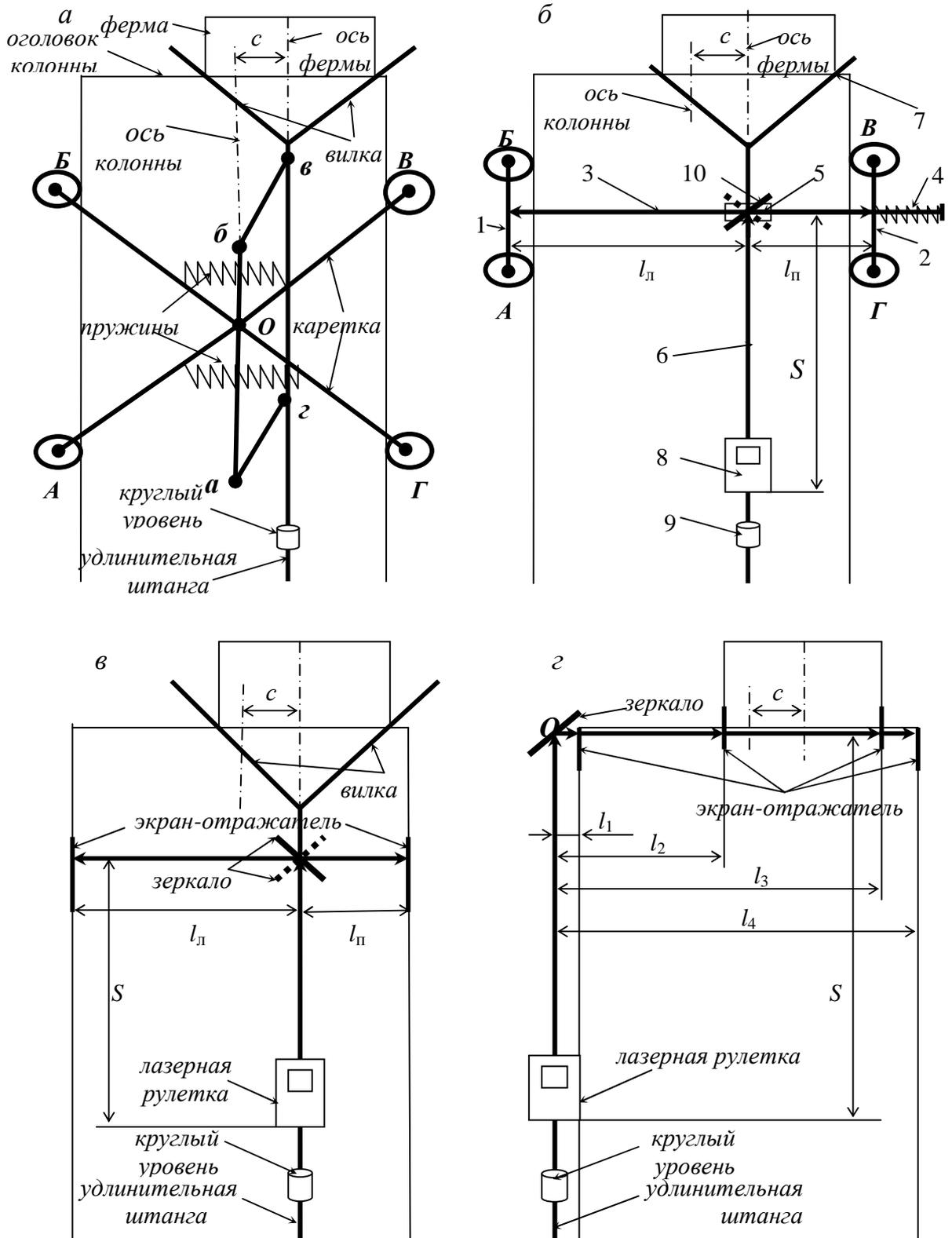


Рис. 100. Принципиальные схемы устройств для дистанционных измерений смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн

По схеме лазерно-зеркального устройства на рис. 100г предусматривается измерение расстояний $(S + l_1)$, $(S + l_2)$, $(S + l_3)$ и $(S + l_4)$ до левых и правых граней колонны и фермы с расположением зеркала в некоторой фиксированной точке O . В этом случае величину смещения опорного узла фермы c на оголовке колонны определяют по формуле

$$c = 0,5[(l_2 + l_3) - (l_1 + l_4)] = 0,5[(S + l_2) + (S + l_3)] - 0,5[(S + l_1) + (S + l_4)]. \quad (111)$$

Точность m_c определения смещения по формуле (111) соответствует точности измерения расстояний лазерной рулеткой, то есть $m_c = m_l$.

Знак «плюс» величины c в формуле (111) означает смещение опорного узла фермы вправо, знак «минус» – смещение влево. Если снабдить удлинительную штангу упором известной длины l_1 , то $(S + l_1)$ всегда будет величина постоянная и можно сократить количество измерений до трёх, то есть $(S + l_2)$, $(S + l_3)$ и $(S + l_4)$.

• **Фотографический способ** с помощью цифровых аппаратов, совместимых с персональным компьютером, позволяет получать максимум информации о положении опорного узла фермы на оголовке колонны. Для его осуществления достаточно сфотографировать рейку (рулетку), горизонтально приложенную на удлинительной штанге к оголовку колонны (рис. 101а). По отсчётам l_1 , l_2 , l_3 , l_4 по шкале рейки (рулетки), соответствующим положению боковых граней фермы и колонны, нетрудно определить величину и направление смещения опорного узла фермы по формуле (111).

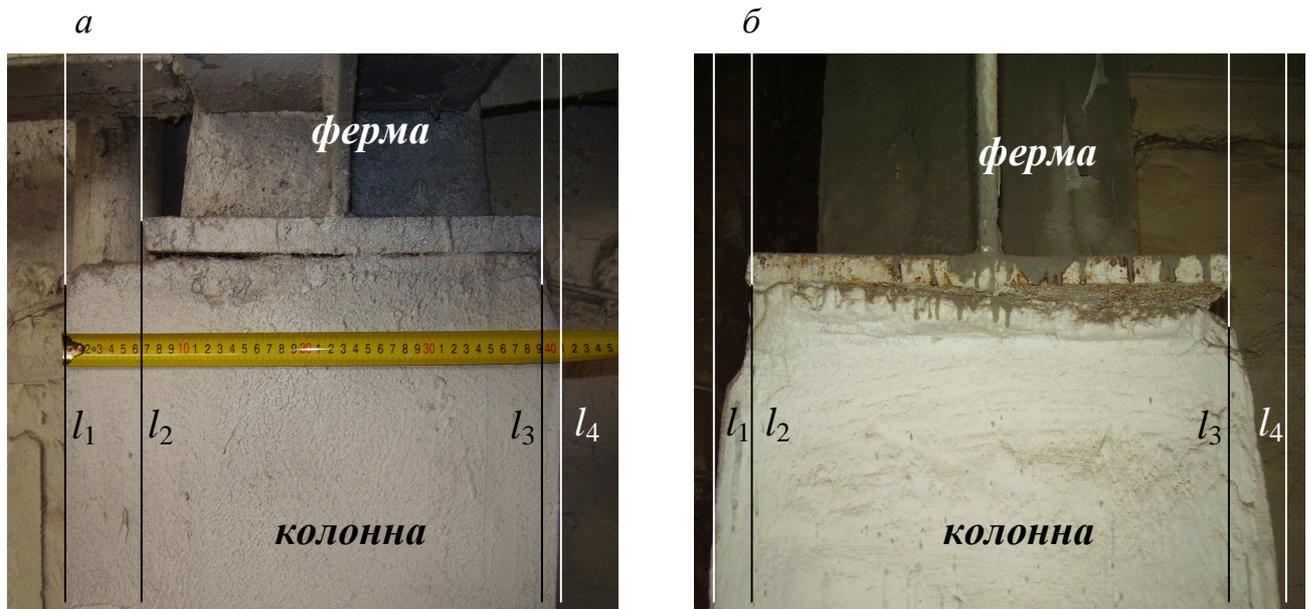


Рис. 101. Фотографический способ определения положения опорного узла фермы на оголовке колонны

Так, в нашем примере (рис. 101а) отсчёты по шкале рулетки равны $l_1 = 0$ мм, $l_2 = 65$ мм, $l_3 = 393$ мм, $l_4 = 408$ мм. Следовательно, согласно формуле (84), смещение c опорного узла данной фермы на оголовке колонны составляет + 25 мм. Знак «плюс» означает смещение опорного узла вправо, что чётко видно на фотографии.

Вообще говоря, можно ограничиться фотографией только оголовка колонны и нижнего пояса фермы (рис. 101б). Зная ширину колонны, достаточно масштабировать снимок и все последующие измерения выполнять с помощью обычной линейки с миллиметровыми делениями или горизонтальной линейки на экране монитора.

Например, измерения на фотографии (рис. 101а) дали следующие результаты: $l_1 = 0$ мм, $l_2 = 35$ мм, $l_3 = 210$ мм, $l_4 = 218$ мм. Подсчитанное по формуле (111) смещение в масштабе снимка оказалось равным +13,5 мм, что при ширине колонны 408 мм составит в действительности $(408:218) \times 13,5 = +25$ мм, то есть получили то же значение c , что и по отсчётам по рулетке.

Аналогичные измерения на фотографии (рис. 101б) дали следующие результаты: $l_1 = 0$ мм, $l_2 = 17$ мм, $l_3 = 225$ мм, $l_4 = 250$ мм, ширина колонны 400 мм. Подсчитанная по формуле (111) величина смещения опорного узла фермы составила в масштабе снимка -4 мм, причем знак «минус» соответствует смещению опорного узла влево. Действительное смещение будет равно $(400:250) \times 4 = -6$ мм.

Наконец, третий способ измерений фотографии заключается в использовании программы редактирования фотографических изображений, позволяющей фиксировать величину горизонтальных перемещений стрелки-курсора от некоторой начальной точки. Такой точкой, в используемой нами программе ArchiCAD 11, являлась точка O на левом краю фотографии (рис. 102).

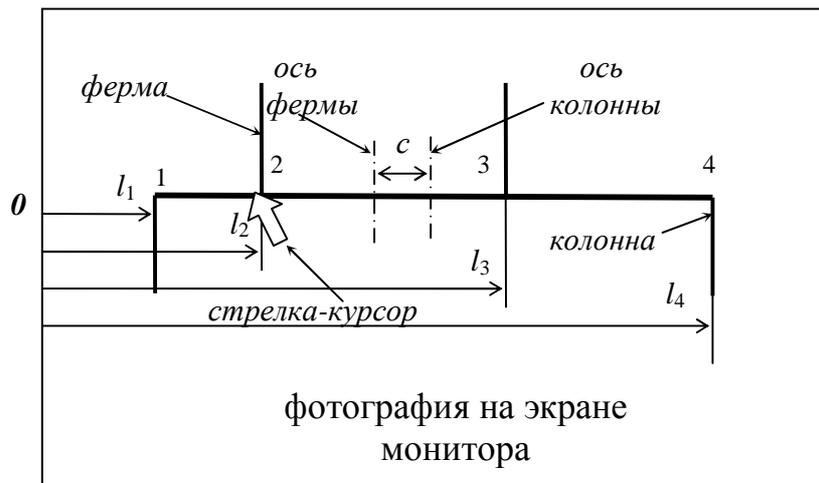


Рис. 102. Схема измерений фотографии с помощью стрелки-курсора

Подводя последовательно стрелку-курсор к точкам 1, 2, 3 и 4, сразу читают на экране монитора значения расстояний l_1 , l_2 , l_3 и l_4 в некоторых условных единицах. Такие измерения можно выполнять в различных масштабах снимка (25, 50, 75, 100, 150, 200% и др.), причем масштаб снимка не влияет на величину измеряемых расстояний l_i . По результатам измерений вычисляют по формуле (111) значение смещения s .

• **Угломерный способ.** Следует сказать, что с пола с одной стороны цеха практически всегда имеется видимость на оголовки колонн и опорные узлы ферм на другой его стороне. Поэтому, для определения смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн может быть применен так называемый угломерный способ с помощью теодолита, не требующий задействования мостового крана. Его сущность заключается в следующем (рис. 103).

Теодолит устанавливают на полу против колонны на противоположной стороне цеха. Закрепив лимб, визируют при одном положении вертикального круга (КЛ) на левый край оголовка колонны, на левый край опорного узла фермы, затем на правый край опорного узла фермы и на правый край оголовка колонны, беря последовательно отсчеты по горизонтальному кругу.

Затем действия повторяют при другом положении вертикального круга (КП) и выводят средние отсчеты $O_{ЛК}$, $O_{ЛФ}$, $O_{ПК}$, $O_{ПФ}$. По ним можно определить отсчеты $O_K = 0,5(O_{ЛК} + O_{ПК})$ и $O_\Phi = 0,5(O_{ЛФ} + O_{ПФ})$ на воображаемые осевые риски колонны и фермы.

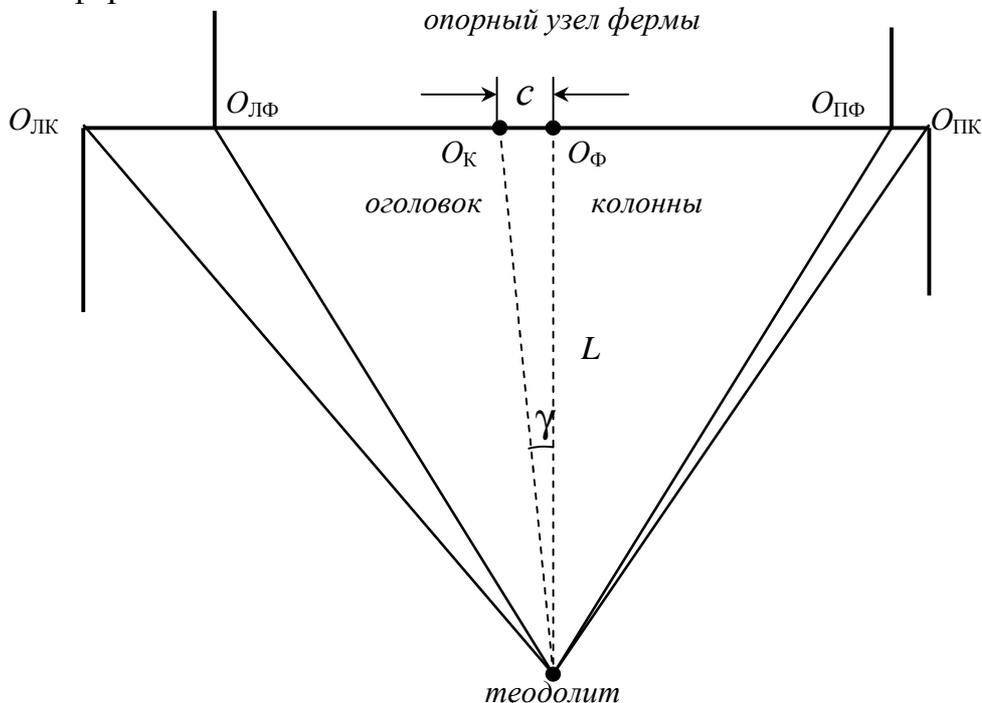


Рис. 103. Угломерный способ определения положения опорного узла фермы на оголовке колонны

Разность этих отсчётов $\gamma = O_{\Phi} - O_K$ соответствует смещению опорного узла фермы на оголовке колонны в угловой мере. Причем, знак этой разницы «плюс» означает смещение опорного узла фермы вправо, знак «минус» – влево. Зная расстояние L от теодолита до колонны, можно вычислить величину смещения опорного узла фермы на оголовке колонны по формуле

$$c = L\gamma''/\rho'' , \quad \rho'' = 206265'' . \quad (112)$$

Точность m_c определения смещений по формуле (112) может быть оценена следующим образом:

$$m_c = \frac{\sqrt{L^2 m_{\gamma}^2 + \gamma^2 m_L^2}}{\rho} , \quad (113)$$

где m_{γ} , m_L – соответственно средние квадратические ошибки определения расстояния L и угла γ .

Т а б л и ц а 26

Ошибки m_c в зависимости от ошибок измерения расстояний m_L и углов m_{γ}

$L, \text{ м}$	$m_c, \text{ мм}$			
	T2	T5	T15	T30
$m_L = 1:100$				
1,5 H (15)	0,1/0,5	0,4/0,6	1,1/1,2	2,2/2,2
$m_L = 1:200$				
1,5 H (15)	0,1/0,3	0,4/0,4	1,1/1,1	2,2/2,2
$m_L = 1:300$				
1,5 H (15)	0,1/0,2	0,4/0,4	1,1/1,1	2,2/2,2
$m_L = 1:500$				
1,5 H (15)	0,1/0,2	0,4/0,4	1,1/1,1	2,2/2,2
$m_L = 1:1000$				
1,5 H (15)	0,1/0,2	0,4/0,4	1,1/1,1	2,2/2,2

По формуле (113) подсчитаны значения m_c при $m_{\gamma} = 2'', 5'', 15'', 30''$ и относительной ошибке измерения расстояний 1:100, 1:200, 1:300, 1:500, 1:1000 для $\gamma = 5''$ и $\gamma = 600''$. Выбранные ошибки m_{γ} измерения углов соответствуют точности серийно выпускаемых теодолитов T2, T5, T15, T30. Средняя высота колонны (на примере цехов ОАО НАЗ «СОКОЛ») принята равной 10 м, а расстояние L от теодолита до колонны равно $1,5L$ или 15 м. Полученные результаты вычислений

приведены в таблице 14, причем значения m_c в числителе в графах таблицы соответствуют $\gamma = 5''$, а в знаменателе они соответствуют $\gamma = 600''$.

Данные табл. 26 позволяют сделать вывод о том, что в предлагаемом угломерном способе точность m_c определения смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн зависит только от ошибок m_γ угловых измерений. Для отдельного теодолита она практически остается неизменной при различных относительных ошибках линейных измерений и различных значениях γ . Даже при использовании 30-секундного теодолита Т30 и измерении расстояния от теодолита до колонны с помощью нитяного дальномера, точность определения смещения m_c может составить всего около 2 мм.

В работе [67] приведены результаты моделирования описанных выше способов определения смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн с использованием лазерно-зеркального устройства, оптического теодолита 4Т30П, электронного тахеометра SET530R и цифрового фотоаппарата. Целью моделирования являлось сравнение этих способов между собой с точки зрения их точности, производительности и др. В качестве модели фигурировало изображение оголовка колонны и опорного узла фермы шириной 400 мм и 200 мм соответственно (рис. 103). Такие размеры имеют колонны и фермы ряда производственных цехов ОАО НАЗ «Сокол». Средняя высота колонн H была принята равной 10 м, а смещение s равнялось 20 мм.

Т а б л и ц а 27

Результаты моделирования лазерно-зеркального способа

№№ циклов	l_1 , мм	Измеренные расстояния $S + l_i$, мм				Вычисленные значения, мм		
		$S + l_1$	$S + l_2$	$S + l_3$	$S + l_4$	Ширина		Смещение, s
						фермы	колонны	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>I</i>	50	1051	1170	1371	1451	201	400	19,5
<i>II</i>	100	1099	1218	1419	1498	201	399	20,0
<i>III</i>	200	1201	1322	1521	1600	199	399	21,0
<i>IV</i>	500	1499	1619	1821	1900	202	401	20,5

Моделирование угломерного способа выполнялось с использованием оптического теодолита 4Т30П и электронного тахеометра **SET530R** по схеме на рис. 82. Теодолит последовательно устанавливался на расстояниях 10 м ($1H$), 15 м ($1,5H$), 20 м ($2H$), 25 м ($2,5H$) и 30 м ($3H$) от изображения оголовка колонны и

опорного узла фермы (H – высота колонны). На каждой станции, закрепив лимб, визировали при КЛ и брали отсчёты по горизонтальному кругу на левый край оголовка колонны $O_{ЛК}$, на левый край опорного узла фермы $O_{ЛФ}$, на правый край опорного узла фермы $O_{ПФ}$ и на правый край оголовка колонны $O_{ПК}$.

Затем действия повторяли при другом положении вертикального круга (КП) и выводили средние отсчёты $O_{ЛКср}$, $O_{ЛФср}$, $O_{ПКср}$, $O_{ПФср}$. По отсчётам при КЛ, КП и средним определяли отсчёты $O_K = 0,5(O_{ЛК} + O_{ПК})$ и $O_\Phi = 0,5(O_{ЛФ} + O_{ПФ})$ на воображаемые осевые риски колонны и фермы.

Были найдены разности этих отсчётов $O_\Phi - O_K$, которые соответствуют смещению опорного узла фермы на оголовке колонны γ в угловой мере. По расстояниям L_i от теодолита до колонны вычислялись величины смещений опорного узла фермы на оголовке колонны по формуле (112).

Результаты моделирования угломерного способа с использованием теодолита 4Т30П представлены в табл. 28. Здесь вычисленные значения c находятся в пределах 19,6 – 21,0 мм, а среднее значение $c = 20,28$ мм и отличается от истинного на 0,28 мм.

Т а б л и ц а 28

Результаты моделирования угломерного способа (теодолит 4Т30П)

Расстояние L , м	Положение круга	ЛК			ЛФ			ПФ			ПК			γ			С, мм
		о	'	''	о	'	''										
10 (1H)	КЛ	122	55	00	123	23	30	124	31	30	125	14	30	-0	07	15	-21,0
	ср.	302	59	00	303	26	45	304	35	45	305	17	45	-0	07	08	-20,7
	КП	303	03	00	303	30	00	304	40	00	305	21	00	-0	07	00	-20,4
15 (1,5H)	КЛ	125	44	30	126	03	00	126	48	00	127	16	00	-0	04	45	-20,7
	ср.	305	47	15	306	05	30	306	51	30	307	19	15	-0	04	45	-20,7
	КП	305	50	00	306	09	00	306	54	00	307	22	30	-0	04	45	-20,7
20 (2H)	КЛ	6	14	00	6	27	00	7	02	00	7	22	00	-0	03	30	-20,4
	ср.	186	17	00	186	30	00	187	05	00	187	25	00	-0	03	30	-20,4
	КП	186	20	00	186	33	00	187	08	00	187	28	00	-0	03	30	-20,4
25 (2,5H)	КЛ	5	49	30	6	00	00	6	29	00	6	45	00	-0	02	45	-20,0
	ср.	185	52	30	186	03	30	186	31	00	186	48	00	-0	02	45	-20,0
	КП	185	55	30	186	07	00	186	34	00	186	51	00	-0	02	45	-20,0
30 (3H)	КЛ	6	25	00	6	34	00	6	56	30	7	10	00	-0	02	15	-19,6
	ср.	186	27	30	186	37	00	186	59	00	187	13	00	-0	02	15	-19,6
	КП	186	30	00	186	40	00	187	01	30	187	16	00	-0	02	15	-19,6

Моделирование угломерного способа с использованием электронного тахеометра **SET530R** выполнялось по аналогичной с теодолитом 4Т30П программе (рис. 103). Результаты моделирования представлены в табл. 29. Здесь вычислен-

ные значения c находятся в пределах 20,0 – 20,5 мм, а среднее значение $c = 20,24$ мм и отличается от истинного на 0,24 мм.

Т а б л и ц а 29

Результаты моделирования угломерного способа (тахеометр SET 530R)

Расстояние L , м	Положение круга	ЛК			ЛФ			ПФ			ПК			γ			С, мм
		о	'	''	о	'	''										
9,898 (1Н)	КЛ	0	00	00	0	27	51	1	37	16	2	19	12	-0	07	02	-20,3
	ср.	180	00	02	180	27	48	181	37	20	182	19	8	-0	07	00	-20,2
	КП	180	00	04	180	27	46	181	37	25	182	19	04	-0	06	58	-20,1
15,023 (1,5Н)	КЛ	359	59	59	0	18	03	1	03	48	1	31	14	-0	04	41	-20,5
	ср.	179	59	51	180	18	03	181	03	52	181	31	22	-0	04	39	-20,4
	КП	179	59	44	180	18	03	181	03	57	181	31	31	-0	04	37	-20,2
20,027 (2Н)	КЛ	0	00	00	0	13	46	0	47	59	1	08	41	-0	03	28	-20,2
	ср.	180	0	03	180	13	46	180	48	00	181	08	43	-0	03	29	-20,3
	КП	180	00	06	180	13	47	180	48	01	181	08	45	-0	03	31	-20,4
24,981 (2,5Н)	КЛ	0	00	00	0	10	56	0	38	26	0	55	00	-0	02	49	-20,4
	ср.	179	59	59	180	10	57	180	38	28	180	54	59	-0	02	47	-20,2
	КП	179	59	59	180	10	58	180	38	30	180	54	59	-0	02	45	-20,0
30,032 (3Н)	КЛ	0	00	00	0	09	11	0	32	09	0	45	55	-0	02	17	-20,0
	ср.	180	0	02	180	09	14	180	32	07	180	45	54	-0	02	18	-20,1
	КП	180	00	04	180	09	16	180	32	05	180	45	54	-0	02	18	-20,2

Для исследования фотографического способа было сфотографировано цифровым фотоаппаратом изображение оголовка колонны и опорного узла фермы (рис. 103). Эта фотография была выведена на экран монитора. Вначале обычной линейкой с миллиметровыми делениями были измерены непосредственно на экране расстояния $l_1 = 48,8$ мм, $l_2 = 86,3$ мм, $l_3 = 181,3$ мм и $l_4 = 238,2$ мм. Подсчитанная по формуле (111) величина смещения опорного узла фермы составила в масштабе снимка $-9,7$ мм (влево). Действительное смещение будет равно $400:(238,2-48,8) \times 9,7 = -20,5$ мм.

Аналогичные измерения были произведены с помощью горизонтальной линейки на экране монитора. По полученным результатам $l_1 = 4,20$, $l_2 = 6,02$, $l_3 = 10,77$ и $l_4 = 13,60$ (в делениях линейки) было подсчитано смещение, которое в масштабе снимка составило $-0,505$. Действительное смещение будет равно $400:(13,60-4,20) \times 0,505 = -21,5$ мм.

Наконец, третий способ измерений заключался в использовании программы, позволяющей фиксировать величину горизонтальных перемещений стрелки-курсора от начальной точки O (рис. 103). Подводя последовательно стрелку-курсор к точкам **1**, **2**, **3** и **4**, читали на экране монитора значения расстояний, l_2 , l_3 и l_4 в некоторых условных единицах. Такие измерения были выполнены в мас-

штабах снимка 25, 50, 75, 100, 150 и 200%, причем масштаб снимка не влияет на величину измеряемых расстояний (см. табл. 30). По результатам измерений были вычислены значения смещения c , которые оказались в пределах 20,1 – 21,3 мм, а среднее значение $c = 21,2$ мм отличается от истинного на 1,2 мм.

Т а б л и ц а 30

Определение c на фотографии по курсору при ширине колонны 400 мм

M -б, %	l_1	l_2	l_3	l_4	$(l_2 + l_3)/2$	$(l_1 + l_4)/2$	c'	c , мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9
25	288	747	1965	2678	1356	1483	-127	-21,3
50	286	748	1966	2681	1357	1483,5	-126,5	-21,1
75	287	747	1965	2680	1356	1483,5	-127,5	-21,3
100	288	748	1966	2679	1357	1483,5	-126,5	-21,2
150	286	746	1965	2678	1355,5	1482	-126,5	-21,2
200	288	748	1966	2680	1357	1484	-127	-21,2

Проведенные исследования показали, что новые способы (лазерно-зеркальный, угломерный и фотографический) могут с успехом применяться для определения смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн. Они дают практически одинаковые результаты, отличаются высокой точностью, производительностью и обеспечивают надежную безопасность работ.

В каждом конкретном случае, в том числе и в зависимости от состояния оголовка колонны (его нарушенности, см., например, рис. 101б), следует выбирать наиболее безопасный, наименее трудоёмкий способ определения смещений опорных узлов ферм, обеспечивающий необходимую точность измерений.

5.5. Определение стрелы прогиба конструкций

Определение стрелы прогиба ферм, балок покрытия, подкрановых балок и др. может осуществляться: геометрическим нивелированием; способом тригонометрического нивелирования; угломерным, фотографическим и лучевым способами; механическим способом с помощью прогибомеров.

• **Способ геометрического нивелирования** (рис. 104) заключается в том, что нивелирная рейка последовательно прикладывается вертикально к нижней полке фермы (балки покрытия) нулем вверх вплотную к одной колонне (точка 1), затем в промежуточных точках (2, 3, 4) и вплотную к другой колонне (точка 5), а также устанавливается на подкрановую балку у каждой колонны и между колоннами. С помощью нивелира по рейке производят отсчёты. По этим отсчётам вычисляют стрелы прогиба конструкций [50]. Пример вычисления стрелы h прогиба правой

половины фермы одного из литейных цехов ОАО НАЗ «Сокол» (рис. 104) в точке 4 относительно точек 3 и 5 приведен на рис. 105.

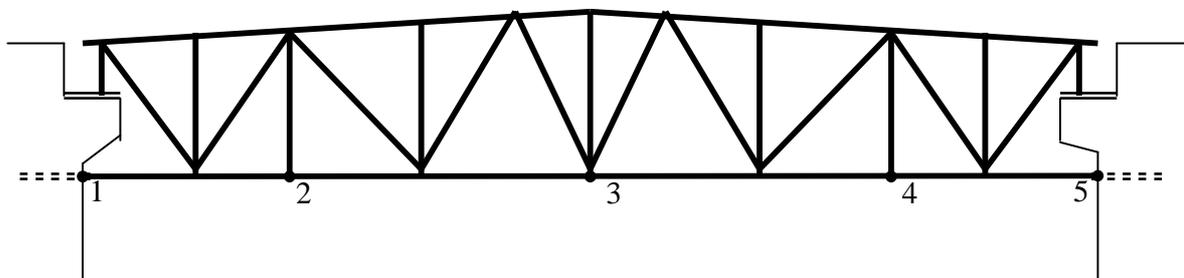


Рис. 104. Пример конфигурации фермы и нивелируемые точки

Здесь O_1, O_2, O_3 – отсчёты по рейке в нивелируемых точках, расстояние между которыми l_1 и l_2 . По этим данным стрелу прогиба h можно вычислить по формуле (114), причем знак «плюс» у h означает прогиб конструкции выпуклостью вниз, а знак «минус» - выпуклостью вверх:

$$h = \frac{l_1}{l_1 + l_2} (O_3 - O_5) + (O_5 - O_4) . \quad (114)$$

По формуле (114) можно вычислить стрелу прогиба между любыми пронивелированными точками конструкции. При равенстве длин l_1 и l_2 формула (114) упрощается и принимает вид:

$$h = \frac{1}{2} (O_3 + O_5) - O_4 . \quad (115)$$

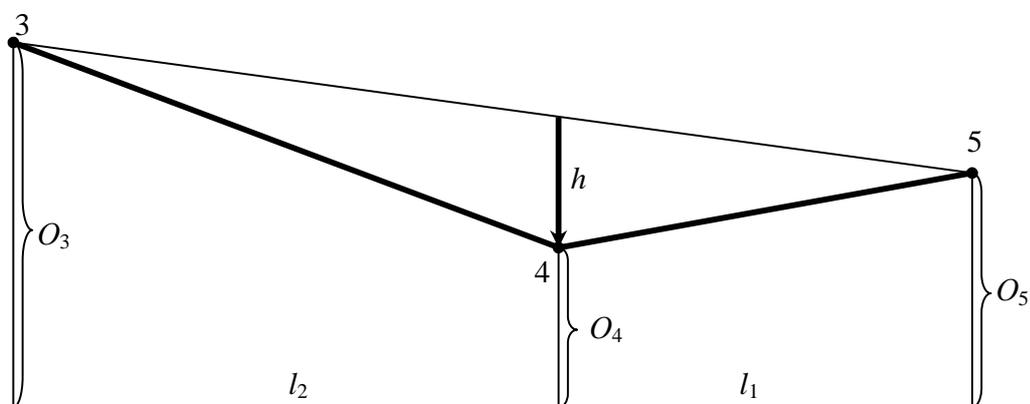


Рис. 105. Схема к определению стрелы прогиба конструкции

• **Способ тригонометрического нивелирования** предусматривает измерения на нивелируемые точки угла наклона и наклонного расстояния. С помощью электронного тахеометра эта операция выполняется следующим образом. Прибор устанавливают в некоторой точке T (рис. 106) и, визируя последовательно на точки 1, 2, 3, ..., основания фермы, получают с помощью клавиши SDh на каждую наблюдаемую точку превышения h . По разности полученных превышений вычисляют стрелы прогиба конструкции.

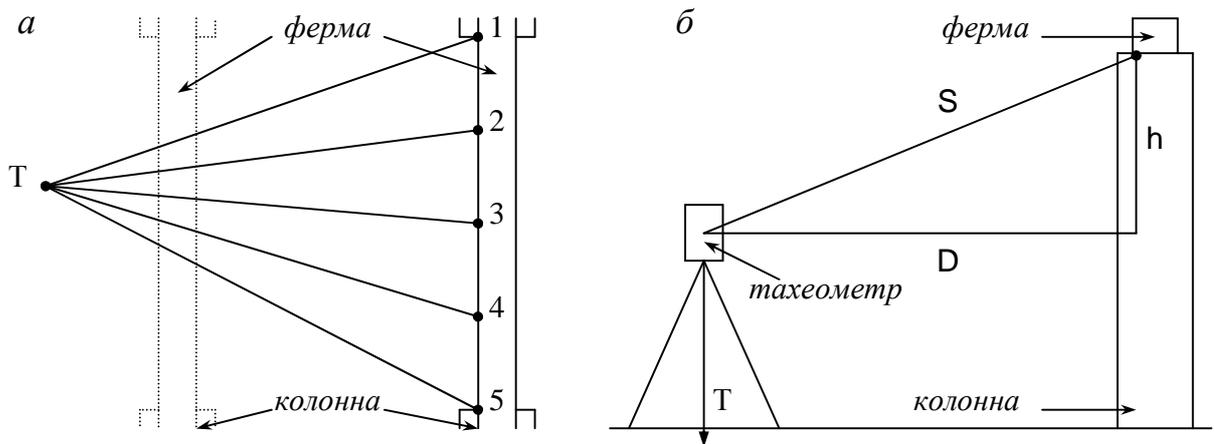


Рис. 106. Схема определения стрелы прогиба с помощью электронного тахеометра: (а – вид сверху, б – вид сбоку)

Другой способ использования электронного тахеометра предусматривает дискретное сканирование точек по вертикали. Для этого устанавливают на полу цеха тахеометр в произвольной точке T , расположенной под фермой (рис. 107).

Наводят последовательно перекрестие сетки или лазерное пятно прибора на низ левой колонны H_L , точки 1, 2, 3, ... и низ правой колонны H_P , получая с помощью клавиши SDh на каждую наблюдаемую точку горизонтальное проложение D и превышение h . По разности полученных превышений вычисляют стрелы прогиба фермы. А по разностям горизонтальных проложений от точки T до верха D_1 и низа $D_{ЛН}$ левой колонны и до верха D_5 и низа $D_{ПН}$ правой колонны вычисляют крен K_L и K_P каждой колонны:

$$K_L = (D_1 + L_B) - (D_{ЛН} + L_H),$$

$$K_P = (D_5 + P_B) - (D_{ПН} + P_H),$$
(116)

где L_B, L_H, P_B, P_H – ширина колонны поверху и понизу, а по знаку разности судят о крене колонны влево или вправо.

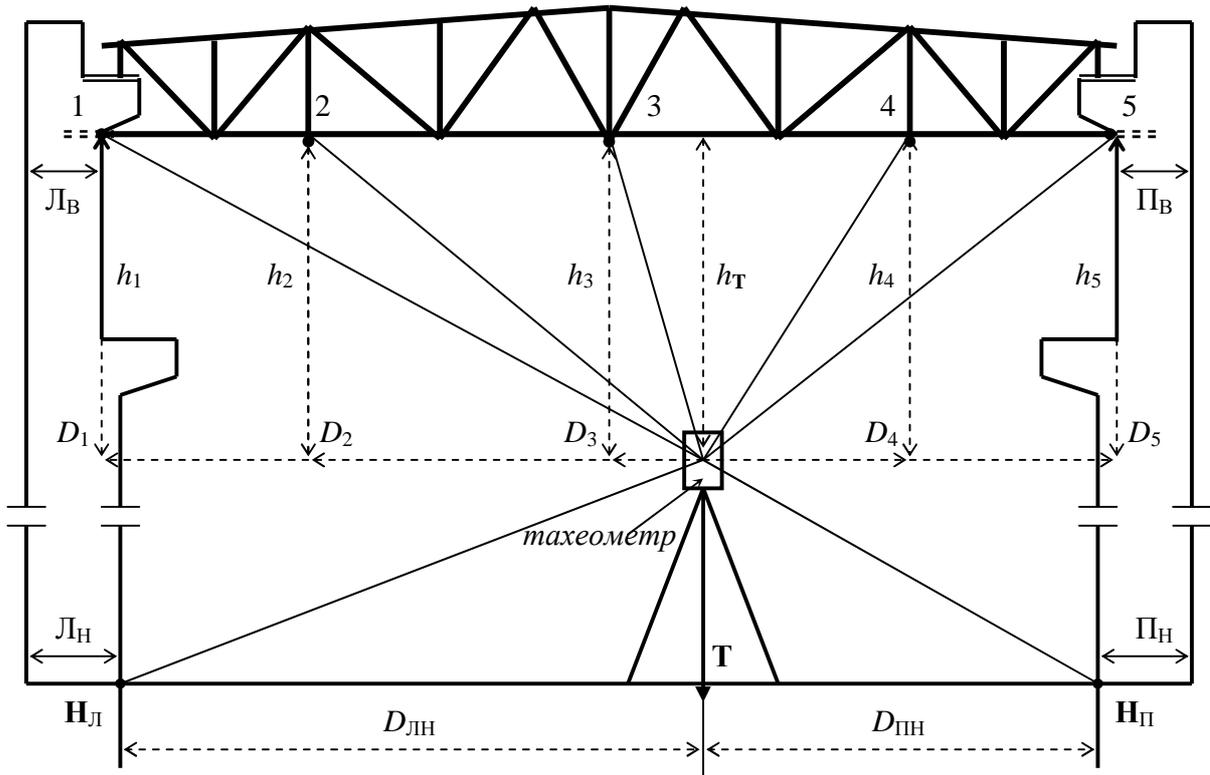


Рис. 107. Схема одновременного определения вертикальности колонн и стрелы прогиба фермы путем сканирования точек в вертикальной плоскости

•**Лучевой способ** предусматривает задание створа вдоль нижнего пояса фермы с помощью лазерного пучка. Проще всего использовать для этой цели лазерную рулетку, закрепленную на колонне (рис. 108) и включенную на работу в непрерывном режиме, и нивелирную рейку.

Взяв отсчёт O_1 по лазерному пятну на рейке, установленной нулем вверх, перемещают рейку в точку 5 и, наклоняя рулетку, добиваются совмещения лазерного пятна с отсчётом O_5 , равным отсчёту O_1 и фиксируют расстояние l_5 от рулетки до рейки. Теперь лазерный пучок будет параллелен линии 1-5.

Затем, прикладывая последовательно рейку к нижней полке фермы в точках 4, 3, 2, берут отсчёты по рейке O_4, O_3, O_2 , фиксируя одновременно расстояния от рулетки до рейки l_4, l_3, l_2 . По отсчётам O_i можно вычислить стрелу прогиба h_i для любой точки замера (рис. 108б):

$$h_i = O_1 - O_i, \quad (117)$$

причем знак «плюс» у h_i означает прогиб конструкции выпуклостью вниз, а знак «минус» - выпуклостью вверх. В данном случае расстояния l_i не участвуют в вы-

числениях стрел прогиба. Они могут быть использованы, например, для построения профиля нижней полки фермы.

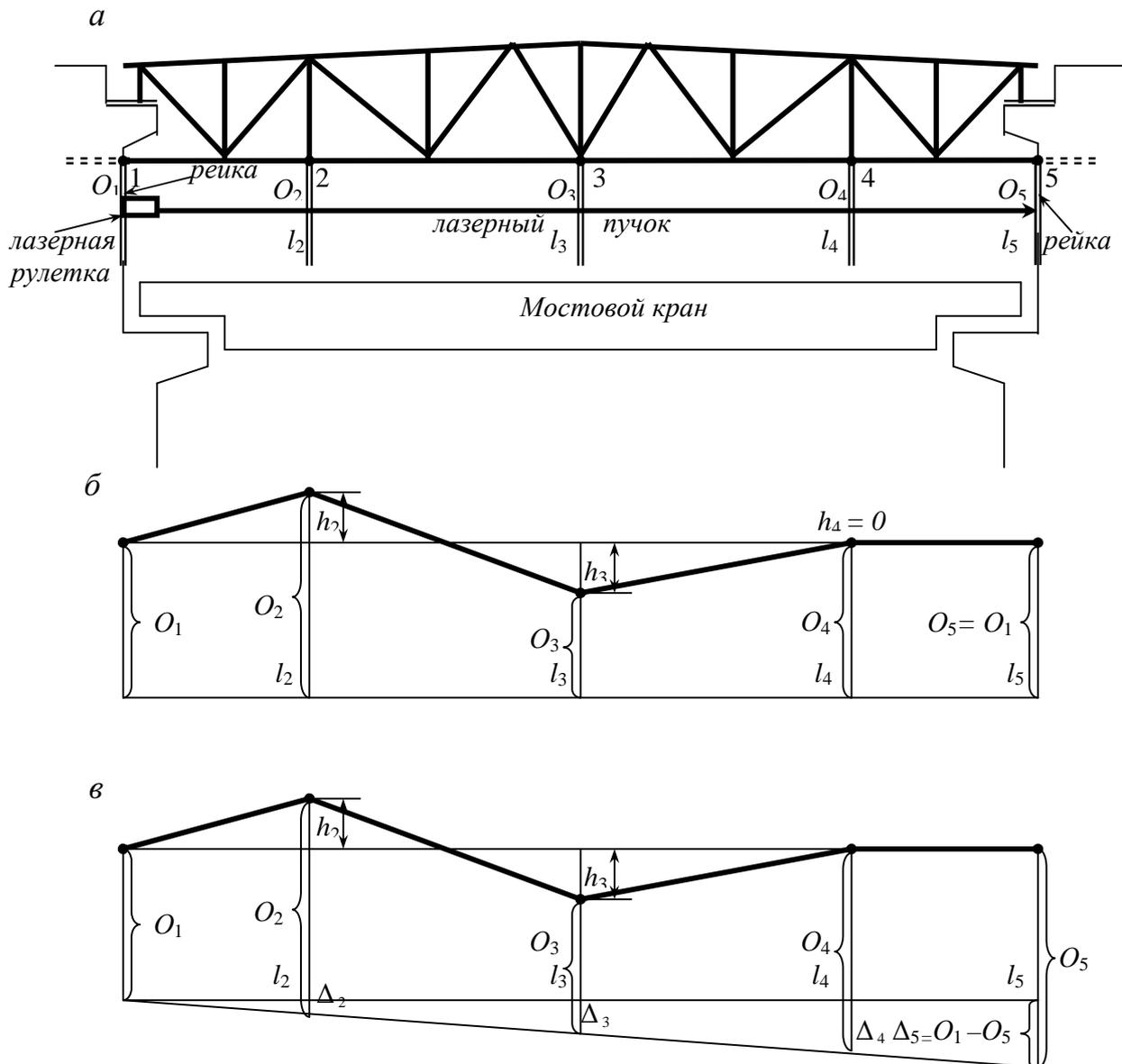


Рис. 108. Схема лучевого способа определения стрелы прогиба

Вообще говоря, лазерный пучок может располагаться произвольно относительно линии 1-5 (рис. 108*в*). В этом случае в отсчёты по рейке O_i следует ввести поправки Δ_i :

$$\Delta_i = \frac{l_i}{l_n} \Delta_n, \quad (118)$$

где $\Delta_n = O_1 - O_n$, а знак поправок соответствует знаку разности $(O_1 - O_n)$.
Тогда формула (117) примет вид:

$$h_i = O_1 - (O_i + \Delta_i). \quad (119)$$



Рис. 109. Схема фотографического способа определения стрелы прогиба

• **Фотографический способ** определения прогибов ферм перекрытий с применением цифровых фотоаппаратов, совместимых с компьютером, может выполняться следующим образом (рис. 109). Отмечают с помощью нивелира метками на колоннах положение произвольной горизонтальной референтной линии РЛ. В дальнейшем на фотографиях с помощью стрелки-курсора измеряют расстояния O_i от этой линии до нижнего пояса ферм, масштабируя снимки по вертикальным размерам элементов фермы.

В любом случае, измерив на фотографии отрезки O_1 и O_5 (рис. 108в) от произвольной референтной линии (нижний или верхний край фотографии), можно по формулам (118, 119) определить стрелу прогиба фермы в любом её месте, масштабируя снимок по горизонтальным и вертикальным размерам элементов фермы.

О примерах использования камеры УМК 10/1318 можно прочесть в [90, 95].

5.6. Геодезическая выверка колонн по вертикали

При определении вертикальности колонн, применяются различные способы [59]: тригонометрическое нивелирование; вертикальное проектирование с помощью теодолита верхней осевой риски колонны на уровень её нижней осевой риски; вертикальное проектирование с использованием рулеток или ЛЗУ; боковое нивелирование; использование приборов вертикального проектирования типа PZL; использование шнурового отвеса в сочетании с лазерной рулеткой; использование электронного тахеометра и др.

- **Тригонометрическое нивелирование** с использованием электронного тахеометра и его клавиши SDh выполняется по описанной выше схеме на рис. 107 и предусматривает определение горизонтальных проложений от точки стояния прибора до верха и низа колонны. Крен колонны вычисляют по формулам (116).

- **Вертикальное проектирование с помощью теодолита**, в зависимости от насыщенности производственных помещений технологическим оборудованием, выполняется следующим образом (рис. 110).

Первый способ (рис. 110а) применяется при наличии видимости верхней и нижней частей колонны с противоположной стороны цеха. Для его выполнения намечают верхнюю и нижнюю осевые риски колонны и с помощью теодолита проектируют при двух положениях вертикального круга КЛ и КП верхнюю осевую риску на уровень нижней. Расстояние между средней проекцией и нижней осевой риской дает линейную величину и направление крена $K_{изм}$.

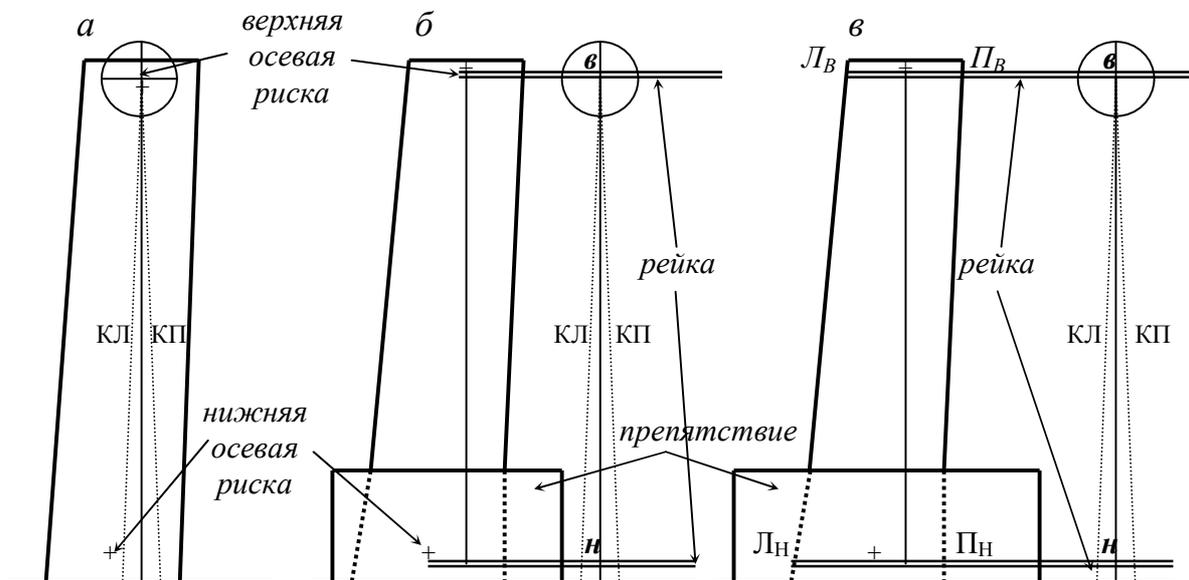


Рис. 110. Определение вертикальности колонны с помощью теодолита

Если нижняя осевая риска закрыта препятствием (рис. 110б), то устанавливают теодолит на некотором расстоянии от оси колонны, обеспечивающем видимость рейки, приложенной к верхней и нижней осевым рискам. Визируют при двух положениях вертикального круга на некоторый (для удобства – кратный) отсчёт v верхней рейки, берут отсчёты при КЛ и КП по нижней рейке и выводят средний отсчёт n . Разность отсчётов n и v даст величину и направление крена колонны.

В том случае, когда препятствие большое, требуется использовать длинную рейку, которую с помощью Г – образного приспособления зацепляют за грань колонны (рис. 110в). Взяв отсчёты L_B , P_B и v по верхней рейке и отсчёты L_H , P_H и n по нижней рейке, вычисляют крен колонны:

$$K_{\text{изм}} = n - v - (L_H - L_B + P_H - P_B) : 2 . \quad (120)$$

Найденная величина крена $K_{\text{изм}}$ может быть экстраполирована на всю высоту колонны H по формуле:

$$K = K_{\text{изм}} H / H_{\text{изм}} , \quad (121)$$

где $H_{\text{изм}}$ – высота, на которой производились верхние измерения.

• **Вертикальное проектирование с помощью теодолита и рулеток** применяется тогда, когда расстояния $L_B - v$ ($L_H - n$) превышают длину рейки. Такой способ позволяет определять одновременно вертикальность двух соседних колонн в ряду [21].

Его сущность поясняется рис. 111 и заключается в следующем. На высоте $H_{\text{изм}}$ натягивают между двумя соседними колоннами желобчатую рулетку, которая закрепляется на колоннах с помощью струбцин. Аналогичным образом закрепляется вторая рулетка на уровне пола цеха. Желобчатая рулетка в натянутом виде обеспечивает вертикальное положение её полотна. Одновременно с закреплением рулеток берут по ним отсчёты L_{B1} , L_{B2} , P_{B1} , P_{B2} по верхней рулетке и L_{H1} , L_{H2} , P_{H1} , P_{H2} по нижней рулетке.

Устанавливают теодолит между проверяемыми колоннами на противоположной стороне цеха в месте, обеспечивающем видимость шкал верхней и нижней рулеток. Визируют при двух положениях вертикального круга на некоторый отсчёт O_B верхней рулетки и берут по вертикальной нити сетки зрительной трубы при КЛ и КП отсчёты по нижней рулетке и выводят средний отсчёт O_H .

Крен $K_{\text{изм}}$ левой или правой колонны в линейной мере равен разности расстояний $(V_L - H_L)$, $(V_P - H_P)$, где:

$$V_L = O_B - (L_{B1} + L_{B2}) / 2 ,$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{H}_Л &= \mathbf{O}_Н - (\mathbf{Л}_{Н1} + \mathbf{Л}_{Н2})/2, \\
 \mathbf{B}_П &= -\mathbf{O}_В + (\mathbf{П}_{В1} + \mathbf{П}_{В2})/2, \\
 \mathbf{H}_П &= -\mathbf{O}_Н + (\mathbf{П}_{Н1} + \mathbf{П}_{Н2})/2,
 \end{aligned}
 \tag{122}$$

следовательно:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{K}_{Лизм} &= [\mathbf{O}_В - (\mathbf{Л}_{В1} + \mathbf{Л}_{В2})/2] - [\mathbf{O}_Н - (\mathbf{Л}_{Н1} + \mathbf{Л}_{Н2})/2], \\
 \mathbf{K}_{Пизм} &= [-\mathbf{O}_В + (\mathbf{П}_{В1} + \mathbf{П}_{В2})/2] - [-\mathbf{O}_Н + (\mathbf{П}_{Н1} + \mathbf{П}_{Н2})/2].
 \end{aligned}
 \tag{123}$$

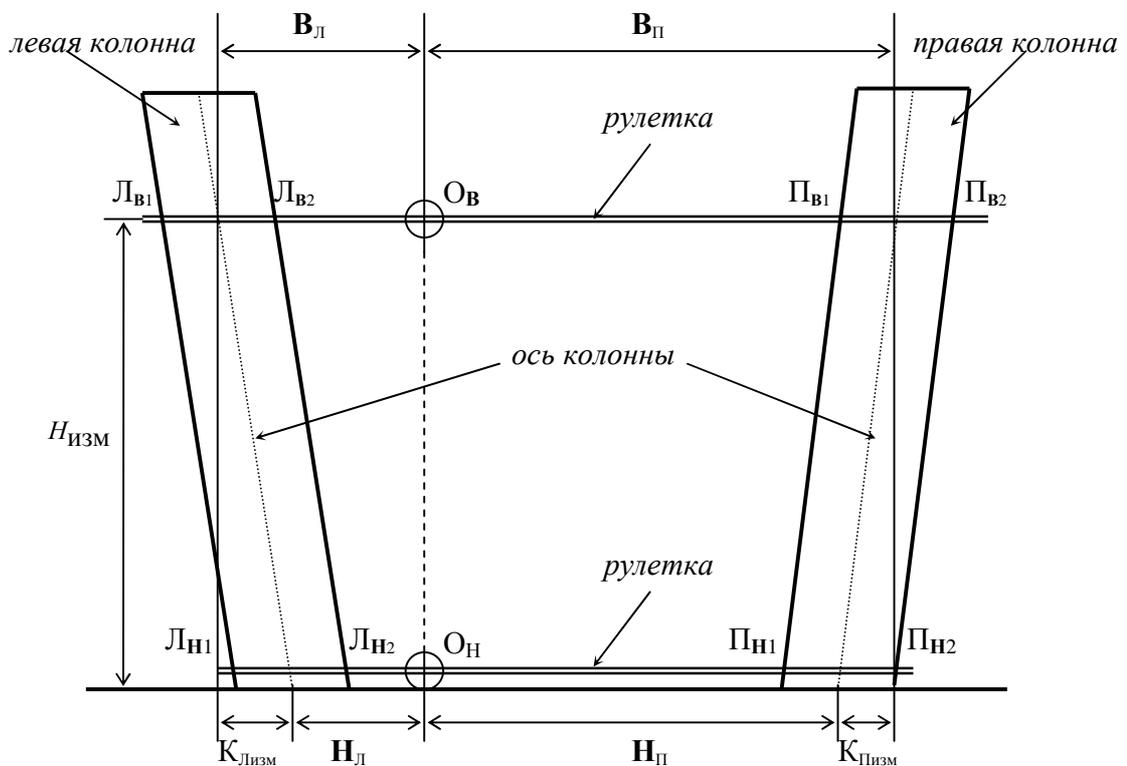


Рис. 111. Определение вертикальности колонн с помощью теодолита и двух рулеток

Положительное или отрицательное значение $\mathbf{K}_{изм}$ укажет, в какую сторону наклонена колонна. Так, если $\mathbf{K}_{Лизм}$ имеет знак «плюс», то левая колонна наклонена влево, а при знаке «минус» – вправо. Если $\mathbf{K}_{Пизм}$ имеет знак «плюс», то правая колонна наклонена вправо, а при знаке «минус» – влево. При однообразной фиксации в зажимном устройстве левого конца рулетки будем иметь равенство отсчётов $\mathbf{Л}_{В1} = \mathbf{Л}_{Н1}$, поэтому формула (95) для левой колонны упростится и примет вид:

$$K_{\text{Лизм}} = O_{\text{В}} - O_{\text{Н}} - (L_{\text{В2}} + L_{\text{Н2}})/2 . \quad (124)$$

Вычисленные по формулам (122,123) величины крена $K_{\text{изм}}$ могут быть экстраполированы на всю высоту колонны H по формуле (121).

Методика выполнения способа вертикального проектирования с использованием двух рулеток позволяет определять одновременно вертикальность двух соседних колонн в ряду. Основная трудность этого способа заключается в закреплении верхней рулетки на заданной высоте, тем более на уровне оголовка колонн.

• **Вертикальное проектирование с помощью теодолита и ЛЗУ**, позволяющее производить необходимые измерения дистанционно [22].

Первый вариант этого способа предусматривает закрепление на грузоподъемном кране вертикально удлинительной штанги с маркой-экраном M так, чтобы эта марка располагалась примерно на уровне оголовка колонн (рис. 112). Перемещают кран с маркой в такое место, когда её можно будет спроектировать на уровень пола. Наклоняют удлинительную штангу и располагают экран между внутренними боковыми гранями колонн. С помощью теодолита находят на полу цеха проекцию марки M' . При этом удобно использовать установленную горизонтально нивелирную рейку, тогда в качестве точки M' будет фигурировать соответствующий отсчёт по шкале этой рейки.

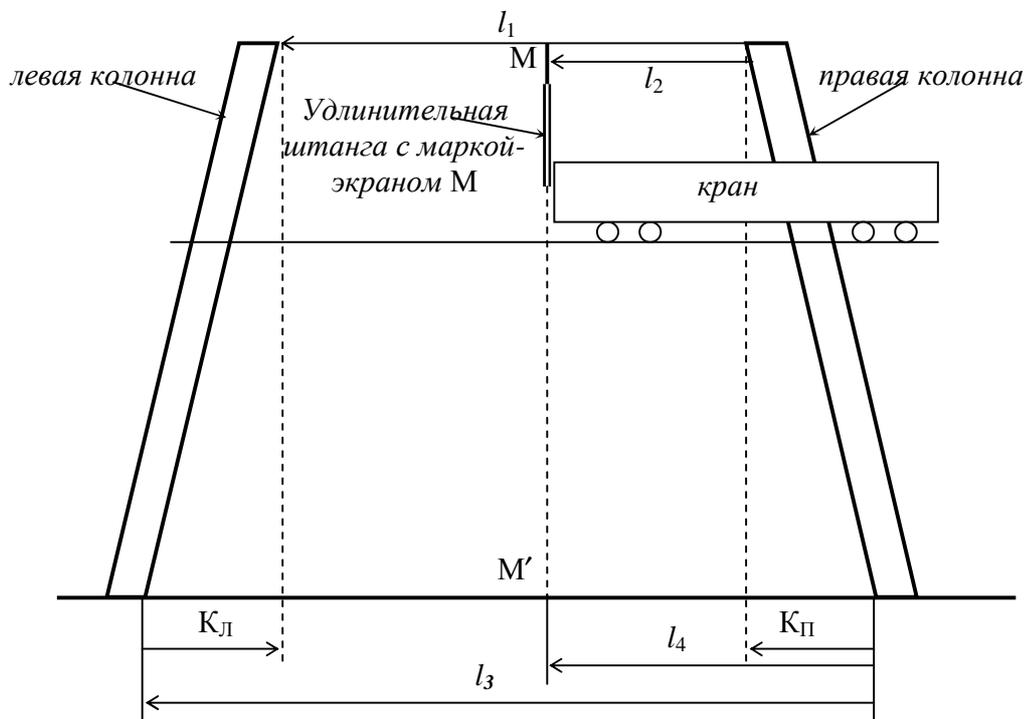


Рис. 112. Первый вариант способа измерения вертикальности колонн с помощью лазерно – зеркального устройства

Измеряют с помощью ЛЗУ расстояние l_1 (вверху) между внутренними гранями колонн и l_2 между маркой М и одной из колонн. Аналогичные измерения производят на уровне пола цеха, измеряя расстояние l_3 между внутренними гранями колонн и l_4 между проекцией марки М' и одной из колонн. Возвращают удлинительную штангу с маркой-экраном в вертикальное положение, не препятствующее движению крана, перемещают кран, устанавливают марку между другой парой колонн и действия повторяют. Линейную величину крена $K_{П}$ правой колонны и $K_{Л}$ левой колонны вычисляют по формулам:

$$K_{П} = l_4 - l_2, \quad (125)$$

$$K_{Л} = (l_3 - l_1) - (l_4 - l_2).$$

Получаемые по этим формулам положительные значения $K_{П}$ и $K_{Л}$ означают отклонения от вертикали правой колонны влево, левой колонны вправо, а отрицательные значения указывают на отклонения от вертикали правой колонны вправо, левой колонны влево.

Вообще говоря, линейную величину крена правой и левой колонны можно вычислять по формулам (125), используя в качестве l_1, l_2, l_3 и l_4 соответствующие показания дисплея лазерной рулетки, включающие постоянное слагаемое. В этом заключается одно из существенных преимуществ предлагаемого способа, когда на удлинительной штанге ЛЗУ положение зеркала и рулетки могут быть совершенно произвольными, но однообразными при производстве измерений вверху и внизу. Причём, при измерениях внизу удлинительная штанга ЛЗУ может занимать как вертикальное, так и горизонтальное положение.

Следует отметить, что одним из факторов, оказывающих влияние на точность определения крена колонн лазерно-зеркальным способом, является отклонение плоскости марки-экрана М от вертикали и её неперпендикулярность лазерному пучку рулетки. Для исключения этого влияния можно, например, использовать марку-экран в виде цилиндра на жесткой маятниковой подвеске с помощью шарнира Гука. Такая подвеска обеспечит вертикальность цилиндра, а минимальное показание на дисплее лазерной рулетки при включённой кнопке «min/max», будет соответствовать искомому расстоянию до боковой грани цилиндра. Эту грань можно использовать в качестве марки М и проектировать её на уровень пола для нахождения проекции М'.

Если (рис. 113) вместо марки-экрана поместить в точку М (а затем в точку М') ЛЗУ и с его помощью измерить расстояния l_1 и l_2 вверху и l_3 и l_4 внизу, то разность соответствующих расстояний даст величину и направление крена $K_{Л}$ и $K_{П}$ левой и правой колонны.

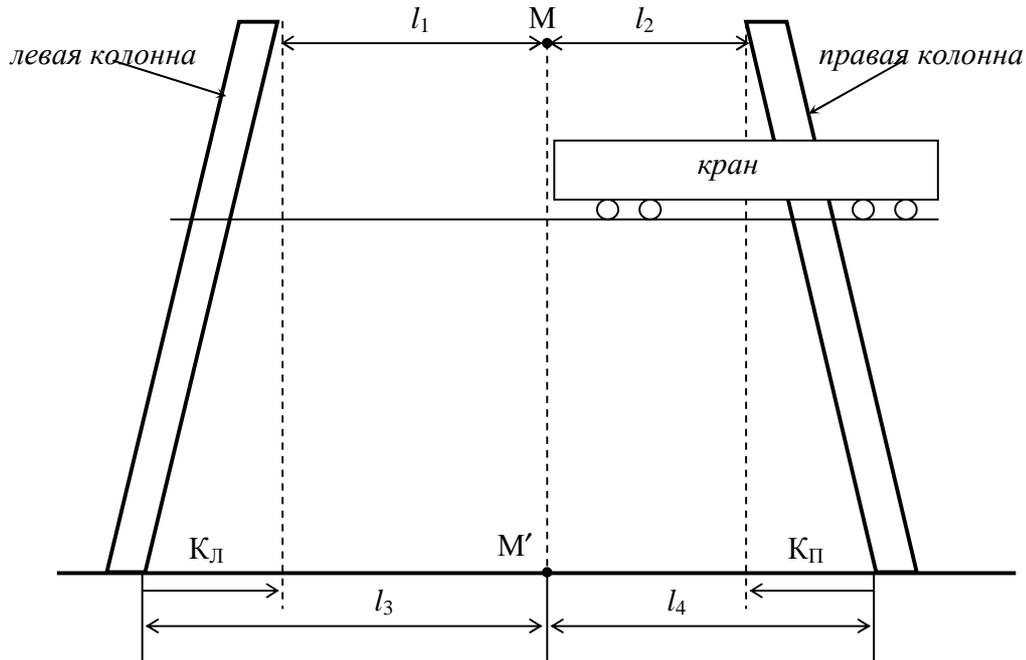


Рис. 113. Второй вариант способа измерения вертикальности колонн с помощью лазерно – зеркального устройства

• **Реечный, безреечный, комбинированный способы** могут применяться в том случае, когда оголовок колонны располагается выше нижнего пояса фермы (рис. 114а), который закрывает верхнюю осевую риску (рис. 114б). В этом случае можно поступать по-разному. Можно осевую риску наметить под нижним поясом фермы и применить один из перечисленных выше способов с последующей экстраполяцией результатов измерений на всю высоту колонны.

Для этого и других случаев предлагаются реечный, безреечный и комбинированный способы геодезической выверки колонн по вертикали, не требующие переноса верхней осевой риски, задействования мостового крана или выхода работника на крановый путь [59, 60]. Следует сказать, что с пола цеха практически всегда имеется видимость на верх колонн, в то время как низ колонн может быть видимым, невидимым (закрытым каким-то препятствием), доступным или недоступным. В зависимости от этого может применяться тот или иной из предлагаемых способов.

Так, если низ колонны просматривается с противоположной стороны цеха и доступен, то можно применить реечный способ (рис. 115а). Он заключается в том, что намечают на колонне нижнюю осевую риску и прикладывают к ней рейку, совместив для удобства с риской некоторый кратный отсчет на рейке O . С помощью теодолита проектируют на рейку точку $Лв$ (левое ребро колонны) при двух положениях вертикального круга КП и КЛ и берут отсчеты по рейке. Выводят

средний отсчет $O_{Л}$. Аналогичным образом находят средний отсчет $O_{П}$, соответствующий проекции точки $П_{В}$ (правое ребро колонны).



Рис. 114. Конфигурация ферм одного из корпусов ОАО НАЗ «Сокол»: вид сбоку (а), вид спереди (б)

Величину крена K определяют по формуле

$$K = 0,5(O_{Л} + O_{П}) - O , \quad (126)$$

причем знак K зависит от направления оцифровки рейки. Если оцифровка рейки увеличивается слева направо, то знак «плюс» означает наклон колонны вправо, знак «минус» – влево. И наоборот, при оцифровке рейки справа налево.

Безреечный способ определения крена колонны предусматривает только угловые измерения (рис. 115б). Установив теодолит перед колонной и закрепив лимб, визируют при одном положении вертикального круга КЛ на верхние и нижние грани колонны, беря последовательно отсчёты по горизонтальному кругу. Затем действия повторяют при другом положении вертикального круга КП и выводят средние отсчёты $Л_{В}$, $П_{В}$ и $Л_{Н}$, $П_{Н}$.

По ним вычисляют отсчёты $O_{В} = 0,5(Л_{В} + П_{В})$ и $O_{Н} = 0,5(Л_{Н} + П_{Н})$ на воображаемые верхнюю и нижнюю осевые риски колонны. Разность этих отсчётов $\gamma = O_{В} - O_{Н}$ соответствует крену колонны в угловой мере. Причем, знак этой разницы «плюс» означает крен колонны вправо, знак «минус» – влево. Зная расстояние

L от теодолита до колонны, вычисляют крен K в линейной мере по формуле (112).

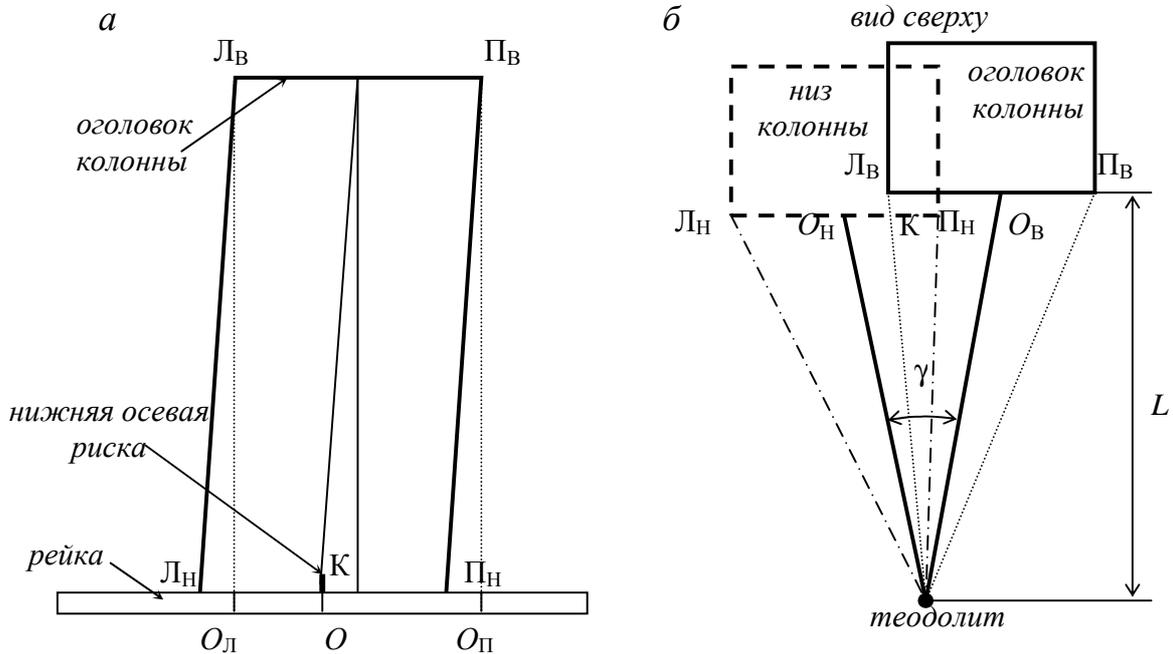


Рис. 115. Речной (*a*) и безречный (*б*) способы определения крена с помощью теодолита

Если низ колонны закрыт и не просматривается, то может быть применен комбинированный способ: двусторонний (рис. 116*a*) или односторонний (рис. 116*б*).

Двусторонний способ предусматривает определение направления O_B на воображаемую верхнюю осевую риску по изложенной выше методике. А для определения направления O_H на закрытую нижнюю осевую риску используют рейку, визируя при двух положениях вертикального круга теодолита на видимые левый и правый отсчеты рейки, равноудаленные от оси колонны или от её боковых граней. Если нет возможности приложить рейку непосредственно к передней грани колонны, то используют две рейки. Их прикладывают горизонтально нулевыми делениями к нижним боковым граням колонны и визируют на одноименные видимые деления реек. Величину крена вычисляют по формуле (126).

Односторонний способ также предусматривает определение направления O_B на воображаемую верхнюю осевую риску по изложенной выше методике. А для определения направления O_H на закрытую нижнюю осевую риску используют рейку, которую прикладывают нулем к нижней осевой риске или к боковой грани колонны (рис. 116*б*). Визируют при двух положениях вертикального круга теодолита на видимый отсчет рейки (в нашем случае правый) и выводят средний отсчет

по горизонтальному кругу Π_H . Зная длину отрезка OP_H и расстояние L от теодолита до колонны, вычисляют:

$$\operatorname{tg}\beta = OP_H : L, \quad (127)$$

по значению которого находят угол β .

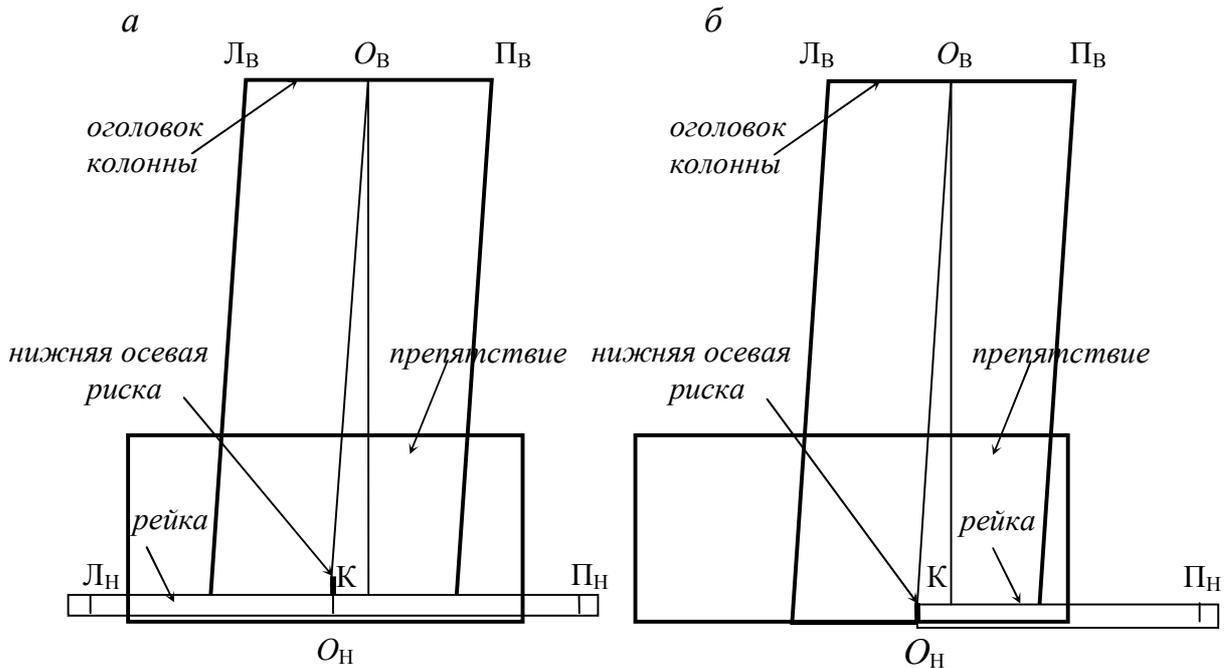


Рис. 116. Комбинированный способ: двусторонний (а) и односторонний (б)

Направление O_H на закрытую нижнюю осевую риску при правостороннем расположении рейки находят как разность $O_H = \Pi_H - \beta$. При левостороннем расположении рейки $O_H = Л_H + \beta$. Величину крена вычисляют по формуле (126).

Перечисленные способы прошли испытания в лабораторных и производственных условиях, в результате которых установлено, что они дают практически одинаковые результаты и по точности не уступают обычным способам [60].

• **Координатный способ** геодезической выверки колонн по вертикали предусматривает применение электронных тахеометров с пассивным отражением [59, 66]. Установив вместо теодолита (рис. 115б) такой тахеометр и определив в условной системе прямоугольные координаты X_B, Y_B верхней осевой риски и X_H, Y_H нижней осевой риски, можно вычислить крен колонны сразу в двух взаимно перпендикулярных направлениях:

$$K_X = X_B - X_H, \quad (128)$$

$$K_Y = Y_B - Y_H,$$

причём оси X и Y условной системы координат выбирают параллельными строительным осям сооружения. Кроме того, если сечение оголовка колонны отличается от сечения её низа, то это следует учитывать в формулах (128).

При отсутствии осевых рисок могут быть определены координаты верхних L_B , P_B и нижних L_H , P_H точек колонны (рис. 115б), по которым можно вычислить средние координаты X_B , Y_B и X_H , Y_H .

Наконец, если низ колонны закрыт каким-либо препятствием, то можно применить описанные выше комбинированные способы. В одном случае следует определять координаты двух одноимённых видимых делений реек и по ним вычислять средние координаты X_H , Y_H . В другом достаточно определить координаты X_P , Y_P отсчёта по рейке P_H при правостороннем её расположении или X_L , Y_L отсчёта по рейке L_H при левостороннем её расположении. Если ось X условной системы координат направлена перпендикулярно ряду колонн, а ось Y совпадает с направлением этого ряда, то координата X_H оси колонны будет равна координате X_P или X_L отсчёта по рейке P_H или L_H . Координату Y_H можно найти, зная расстояния OP_H или OL_H от оси колонны до соответствующего отсчёта по рейке:

$$\begin{aligned} Y_H &= Y_P - OP_H, \\ Y_H &= Y_L + OL_H, \end{aligned} \tag{129}$$

а крен колонны K_X и K_Y вычислять по формулам (128).

О некоторых практических приёмах выполнения этих операций можно прочесть в работе [35].

• **Использование приборов вертикального проектирования** заключается в измерении расстояний от вертикальной визирной оси или лазерного луча до нижней и верхней (а при необходимости и до промежуточных) точек колонны, которые по техническим условиям должны располагаться на одной вертикальной линии. Проектирование может быть сквозное на всю высоту колонны или ступенчатое.

Пример сквозного проектирования с использованием прибора ПЗЛ при геодезической выверке колонн, облицованных кафелем, в одном из цехов ОАО НАЗ «СОКОЛ» приведен на рис. 117а.

Прибор ПЗЛ устанавливался у колонны и приводился в рабочее положение по круглому уровню. При этом его визирный луч с помощью маятникового компенсатора автоматически занимал вертикальное положение.

На уровне пола измерялось расстояние n от кафельной облицовки до отвеса прибора. По вертикальному визирному лучу при двух положениях прибора, соответствующих направлению действия его маятникового компенсатора, опреде-

Найденная величина крена $K_{\text{изм}}$ может быть экстраполирована на всю высоту колонны H по формуле (94).

Пример ступенчатого проектирования с использованием прибора ПЗЛ при геодезической выверке колонн в машинном зале одной из ТЭЦ Нижегородской области приведен на рис. 117б (Шеховцов Г. А., Тропин В. В. Ступенчатый способ контроля вертикальности колонн // Н.Новгород, 1997. Нижегородский ЦНТИ, информ. листок №302-97).

Вначале прибор устанавливают на станции 1 и измеряют расстояние c_1 от внутренней грани колонны до отвеса прибора на отметке +9,0 м. По вертикальному визирному лучу ПЗЛ при двух положениях прибора, соответствующих направлению действия его маятникового компенсатора, определяют расстояние B по горизонтальной рейке, прикладываемой к внутренней грани колонны на доступной для измерений высоте (у нас +17,0 м). По этим данным вычисляют линейную величину частного крена:

$$K_1 = B - c_1 - 400 \text{ мм} . \quad (131)$$

Затем прибор ПЗЛ устанавливают на станции 2 на отметке $\pm 0,0$ м. Измеряют расстояние H от нижней внутренней грани колонны до отвеса прибора и по вертикальному визирному лучу ПЗЛ определяют по рейке с контролем расстояние c_2 на отметке +9,0 м. Вычисляют линейное значение второго частного крена:

$$K_2 = c_2 - H. \quad (132)$$

Полный крен колонны между отметками 0,0 – 17,0 м находят как алгебраическую сумму частных кренов:

$$K = K_1 + K_2 . \quad (133)$$

Знак K полного крена «плюс» означает отклонение колонны от вертикали наружу, а знак «минус» – отклонение колонны от вертикали внутрь цеха. Если между значениями частных кренов наблюдается определенная закономерность в их величине и направлении, то полный крен может быть экстраполирован на всю высоту колонны до отметки +21,5 м.

• **Способ бокового нивелирования.** Если имеется возможность установить теодолит в одном конце цеха на площадке, расположенной лучше всего на высоте примерно $H_{\text{изм}} : 2$, то с одной станции можно проверить вертикальность всех колонн в ряду в направлении, перпендикулярном оси рельсового пути мостового крана. Этот способ бокового нивелирования применим в случае наличия видимости отсчетов по рейке, прикладываемой горизонтально поочередно к

верхней и нижней боковым граням колонн в данном ряду. Способ удобен при определении крена опорных колонн промышленных цехов, открытых крановых эстакад, стен высоких зданий и сооружений.

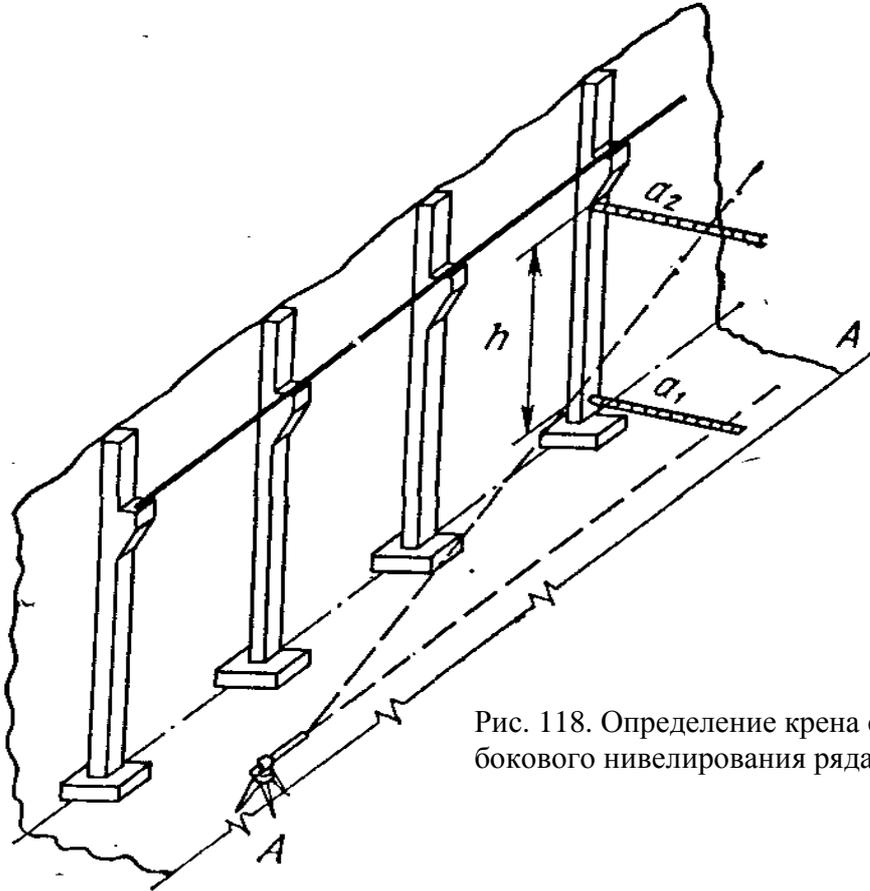


Рис. 118. Определение крена способом бокового нивелирования ряда колонн

В цехе или вне его на некотором расстоянии, например, от оси колонн (80-100 см) отмечают створ AA. На одном конце створа устанавливают теодолит и ориентируют зрительную трубу по линии AA (рис. 118).

Затем прикладывают поочередно к каждой колонне сверху и снизу специальную рейку, берут по ней отсчёты при двух положениях вертикального круга KI и KII и выводят средние отсчёты a_1 и a_2 . По разности отсчётов судят о величине и направлении крена:

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{a_1 - a_2}{h} . \quad (134)$$

Причем, если ошибка определения разности отсчётов $m_{\Delta a}$ равна 3 мм, то при $h = 10$ м получим ошибку определения крена в угловой мере, равную примерно $60''$. Эта ошибка может быть вычислена по формуле

$$m_{\gamma} = \frac{m_{\Delta a}}{h} \rho, \quad \rho'' = 206265'' \quad (135)$$

По результатам таких измерений могут быть построены графики, характеризующие крен колонн цеха в направлении перпендикулярном оси пролета. Такие графики для машинного зала одной из ТЭЦ Нижегородской области представлены на рис. 119.

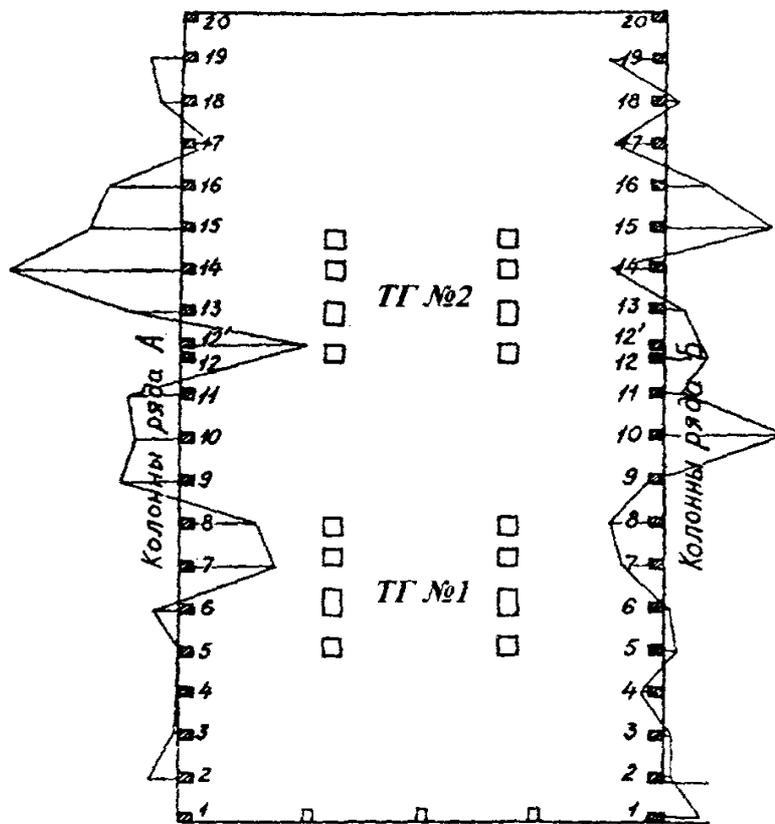


Рис. 119. Схема расположения колонн и графики их полного крена

• **Использование шнурового отвеса и лазерной рулетки** может решить задачу геодезической выверки колонн, если применение перечисленных выше методов затруднено или невозможно. Здесь основные трудности выполнения операции заключаются в подвеске отвеса, регулировании его длины, гашении его колебаний и измерении расстояний от отвеса до конструкции.

В качестве демпфера для гашения колебаний отвеса можно использовать любую емкость, заполненную водой с опилками. При отсутствии таковой необходимо наблюдать колебания отвеса и из крайних левых-правых отсчетов по рейке выводить средний.

Подвешивать отвес можно на ограждающие перила мостового крана, фермы перекрытия цеха. Удобно закреплять отвес на рейке, прислоняя которую горизонтально к грани колонны будем всегда иметь фиксированный отсчет.

Регулирование длины отвеса может осуществляться с помощью небольшого блокка для наматывания на него шнура, с помощью пластины с двумя отверстиями, в которые пропускается шнур и которая действует как аналогичная пластинка у отвесов геодезических приборов для регулирования их длины. Наконец, длина отвеса может регулироваться с помощью обычного петлевого узла.

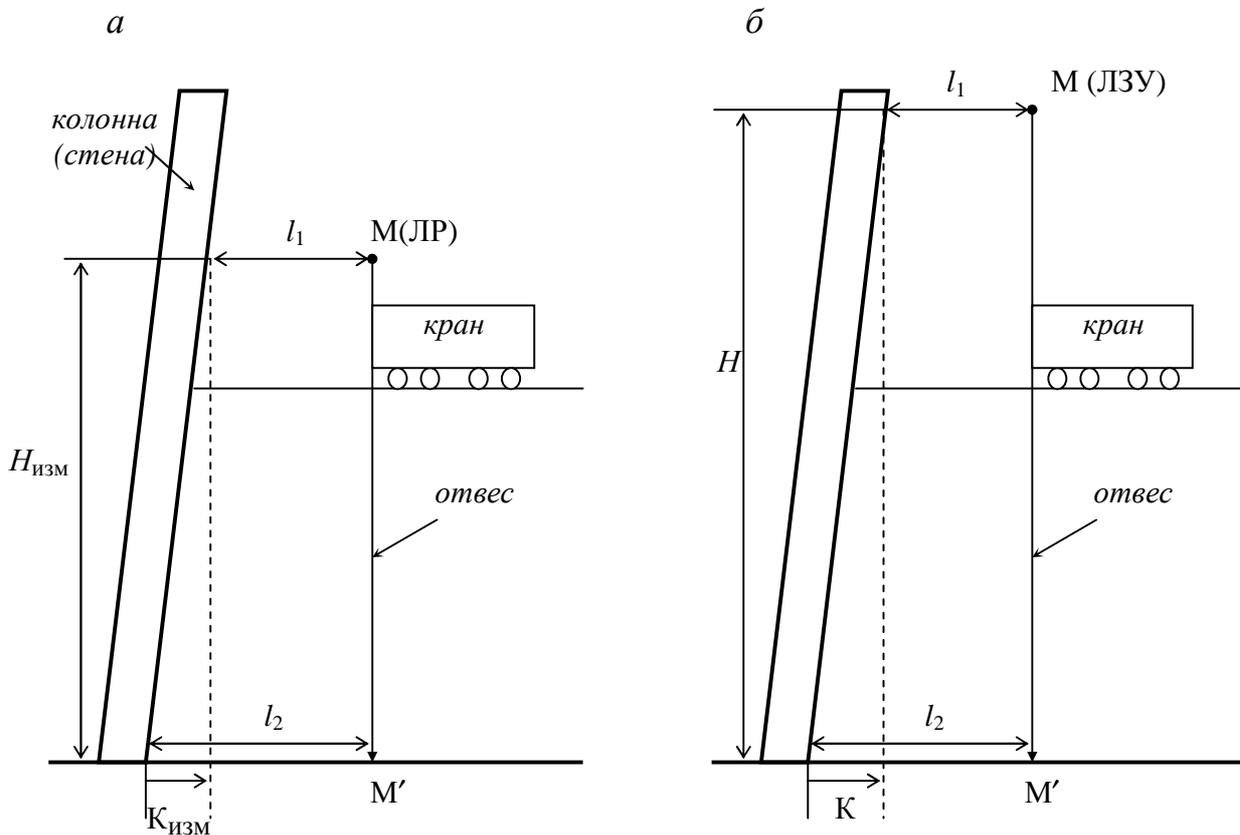


Рис. 120. Контроль вертикальности конструкций с помощью шнурового отвеса и лазерной рулетки ЛР (а) или ЛЗУ (б)

Определенный интерес представляет сочетание тяжелого шнурового отвеса с лазерной рулеткой (ЛР) или лазерно-зеркальным устройством (ЛЗУ) для контроля вертикальности колонн, стен, расположенных, например, в торцевых

частях цеха. В этом случае расстояние от крана до этих объектов может составлять несколько метров и быть недоступным для непосредственных измерений.

Для контроля вертикальности колонны (стены) можно, например, к перилам крана подвесить в точке M отвес и с помощью лазерной рулетки измерить расстояние l_1 на высоте $H_{\text{изм}}$ (рис. 120а). Аналогично измеряют на уровне пола цеха от точки M' расстояние l_2 . Величину и направление крена $K_{\text{изм}}$ находят по разности этих расстояний. При необходимости величина $K_{\text{изм}}$ может быть экстраполирована на всю высоту H колонны (стены) по формуле (121).

Если отвес подвесить к удлинительной штанге лазерно-зеркального устройства (в районе зеркала), то можно измерить расстояние l_1 на уровне оголовка колонны и по значениям l_1 и l_2 получить сразу величину полного крена K (рис. 120б).

• **Косвенные способы определения высоты и крена** строительных конструкций с использованием лазерной рулетки (рис. 121) заключаются в следующем.

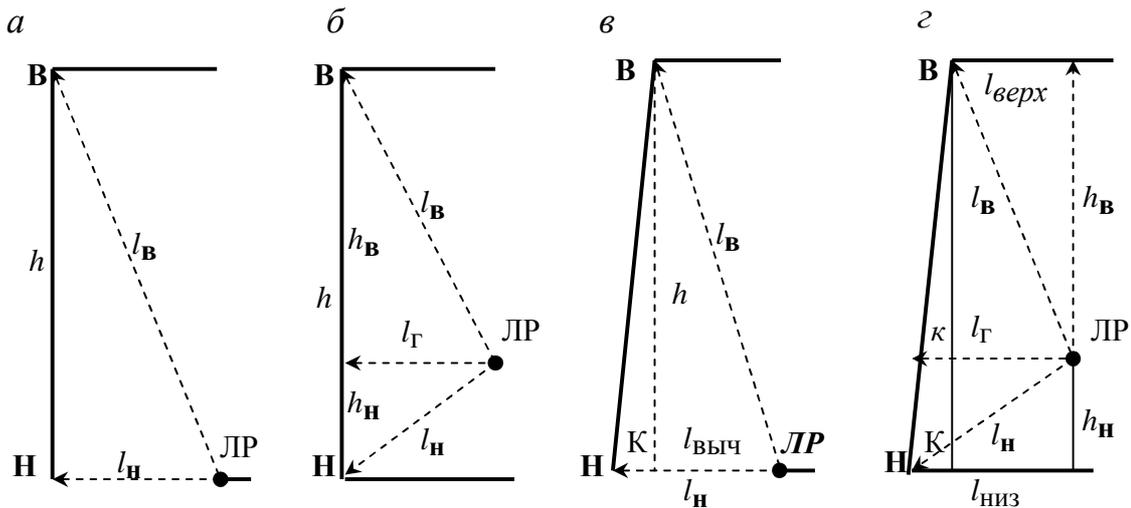


Рис. 121. Схемы косвенного определения высоты и крена строительных конструкций (пунктиром показаны измеряемые лазерной рулеткой ЛР отрезки)

С помощью лазерных рулеток, снабженных кнопкой «Косвенные измерения», можно определять, например, высоту h стены, колонны и др. Для этого (рис. 121а) достаточно, нажав эту кнопку, измерить на уровне пола горизонтальное расстояние $l_{\text{н}}$ до нижней точки Н и наклонное расстояние $l_{\text{в}}$ до верхней точки В . На экране дисплея появится результат, соответствующий величине $h = \text{НВ}$.

В том случае (рис. 121б), когда измерения на уровне пола цеха невозможны, их можно произвести на некоторой высоте от пола со штатива или любой удобной точки технологического оборудования. Измерив, при нажатой кнопке «Косвенные

измерения», расстояние l_{Γ} (горизонтальность которого контролируется по уровню на рулетке) и наклонное расстояние $l_{\mathbf{H}}$, получают расстояние $h_{\mathbf{H}}$. Аналогичным образом определяют расстояние $h_{\mathbf{B}}$, измерив вновь горизонтальное расстояние l_{Γ} и наклонное расстояние $l_{\mathbf{B}}$. Тогда высота строительной конструкции h будет равна сумме $(h_{\mathbf{H}} + h_{\mathbf{B}})$.

Описанная методика (рис. 121а, б) может быть применена для определения крена K строительной конструкции. В первом случае (рис. 101в) измеряют $l_{\mathbf{H}}$, $l_{\mathbf{B}}$ и h . По значениям $l_{\mathbf{B}}$ и h находят $l_{\text{выч}}$. Величину крена K в линейной мере вычисляют как разность $(l_{\mathbf{H}} - l_{\text{выч}})$. Во втором случае (рис. 121г) измеряют $l_{\mathbf{H}}$, l_{Γ} , $l_{\mathbf{B}}$ и $h_{\mathbf{B}}$. По значениям $l_{\mathbf{H}}$ и l_{Γ} вычисляют $h_{\mathbf{H}}$ и находят высоту конструкции как сумму $(h_{\mathbf{H}} + h_{\mathbf{B}})$. Вычислив по измеренным значениям $l_{\mathbf{B}}$ и $h_{\mathbf{B}}$ отрезок $l_{\text{верх}}$, определяют на уровне лазерной рулетки величину частного крена κ в линейной мере как разность $(l_{\Gamma} - l_{\text{верх}})$ и полученную величину экстраполируют на всю высоту строительной конструкции, то есть находят полный крен:

$$K = \kappa(1 + h_{\mathbf{H}} : h_{\mathbf{B}}). \quad (136)$$

Если измерить $h_{\mathbf{H}}$ непосредственно, то по значениям $l_{\mathbf{H}}$ и $h_{\mathbf{H}}$ находят отрезок $l_{\text{низ}}$, а надобность в измерении l_{Γ} отпадает. Немаловажным достоинством методик, показанных на (рис. 121а, б, в, г) является возможность производства всех измерений с пола цеха без необходимости подъема работников к верху сооружения.

По изложенной выше методике можно определить горизонтальное расстояние AB , недоступное для непосредственных измерений (рис. 122).

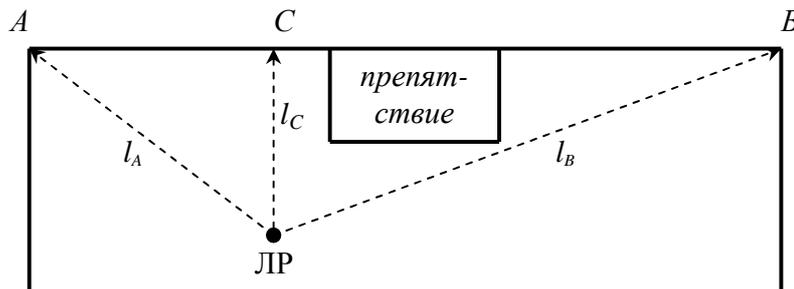


Рис. 122. Схема определения недоступного расстояния с помощью лазерной рулетки

Эта задача может решаться двояко. В первом случае отмечают в углах и на стене точки A, B, C . Располагаются с лазерной рулеткой LP в таком месте, с которого имеется видимость на все три точки, причем направление $LP - C$ должно

быть перпендикулярно линии AB . Измеряют при нажатой кнопке «Косвенные измерения» горизонтальные расстояния l_A и l_C и получают на экране дисплея отрезок AC . Аналогичным образом измеряют расстояния l_C и l_B , и получают на экране дисплея отрезок CB . Общее расстояние AB будет равняться сумме полученных отрезков. Недостатком этого способа является необходимость маркирования точек A, B, C и обеспечения взаимного расположения ЛР и точки C на линии перпендикулярной AB .

Эти недостатки можно устранить следующим образом. Располагаются с лазерной рулеткой в произвольном месте, с которого имеется видимость на воображаемые точки A, B, C . При нажатой кнопке «*min/max*» направляют лазерный пучок левее воображаемой точки A и, включив кнопку «Измерение», поворачивают рулетку в горизонтальной плоскости до тех пор, пока лазерный пучок не расположится заведомо правее воображаемой точки C . На экране дисплея появятся два значения, одно из которых будет соответствовать максимальному расстоянию l_A , а другое будет равняться минимальному расстоянию l_C , причем по перпендикулярному к AB направлению. Аналогичным образом измеряют расстояние l_B , располагая лазерный пучок левее-правее воображаемой точки B . Если между точками A и C имеются посторонние предметы, то измерения l_A и l_C производят независимо друг от друга. По измеренным отрезкам вычисляют расстояния AC и CB , которые в сумме дадут искомое расстояние AB . Достоинством такой методики является, во-первых, возможность производства измерений с пола цеха. Во-вторых, недоступные расстояния при необходимости могут быть измерены на различных горизонтах сооружения. Отметим, что недоступное расстояние может быть измерено с помощью электронного тахеометра, о чём будет сказано в соответствующих разделах монографии.

5.7. Контроль соосности колонн зданий и сооружений

Анализ технического состояния несущих конструкций зданий и сооружений (в частности колонн) предусматривает, кроме прочих, использование результатов геодезического контроля соосности таких колонн в ряду. При этом особый интерес представляет отклонение верха колонн от оси сооружения, под которой будем понимать линию, соединяющую нижние центры начальной и конечной колонн в ряду.

Определение соосности колонн в ряду может осуществляться путём створных измерений от некоторой прямой, называемой референтной или от вертикальной плоскости, формируемых в пределах контролируемого участка.

Следует сказать, что в условиях действующего предприятия выполнение створных измерений от вертикальной плоскости путём одновременного бокового нивелирования верха и низа колонн зачастую бывает затруднено или невозможно

ввиду недоступности низа колонн из-за насыщенности производственных помещений технологическим оборудованием. Поэтому нами были разработаны способ бокового нивелирования только верха колонн путем оптического визирования и методика приведения результатов измерений к оси сооружения [52].

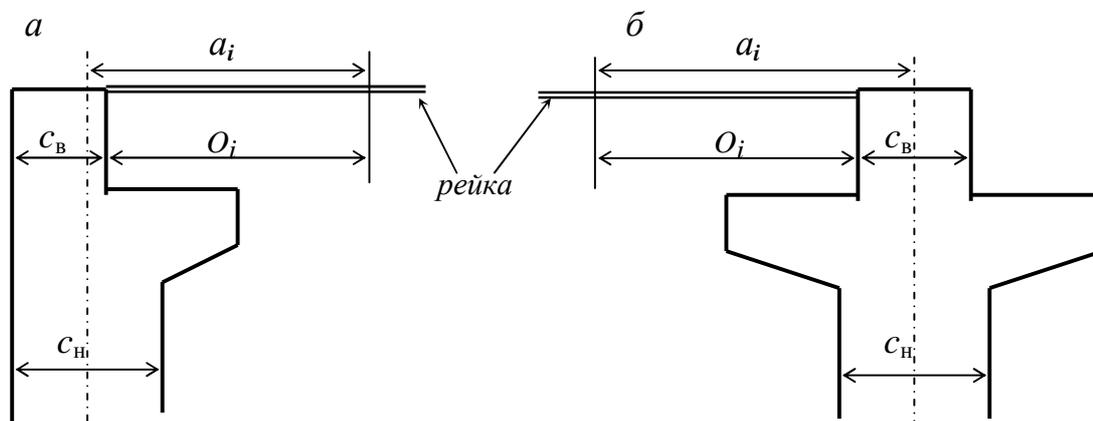


Рис. 123. Схемы к определению приведенных к оси колонны отсчётов

Процесс измерений заключается в следующем. Теодолит устанавливают на некотором расстоянии от ряда колонн в месте, обеспечивающем видимость верха всех колонн (например, на тормозной площадке нерабочего крана или иной площадке). Визирный луч зрительной трубы ориентируют приблизительно параллельно этому ряду. Затем, последовательно прикладывая нивелирную рейку горизонтально к верхней грани каждой колонны, берут отсчёты O_i по вертикальной нити сетки зрительной трубы (рис. 123).

Эти отсчёты приводят к осям колонн, вводя в них поправки, учитывающие размеры колонн понизу c_H и поверху c_B . Так, в первом случае (рис. 123а) приведённый отсчёт $a_i = O_i + c_B - c_H/2$, а во втором случае (рис. 123б) $a_i = O_i + c_B/2$. Причём, проекция визирной оси зрительной трубы теодолита на горизонтальную плоскость будет играть роль референтной линии, относительно которой ряд колонн может находиться слева или справа (рис. 124).

Произвольное расположение референтной линии требует определения её ориентирования относительно оси сооружения. Для этого одним из доступных способов вертикального проектирования (с помощью специальных приборов, теодолита, отвеса и др.) измеряют отклонения от вертикали осей начальной и конечной колонн ряда, а именно величины H и K в направлении, перпендикулярном оси сооружения (рис. 104). При этом для левого ряда колонн отклонение верха начальной H , конечной K и i -той колонны l_i влево от оси сооружения принимается со знаком «плюс», вправо H' , K' и l'_i – со знаком «минус». И наоборот, для

правого ряда колонн отклонение верха начальной H , конечной K и i -той колонны l_i вправо от оси сооружения принимается со знаком «плюс», влево H' , K' и l'_i – со знаком «минус». Сами колонны нумеруются, начиная с нуля, то есть $0, 1, 2 \dots i \dots n$.

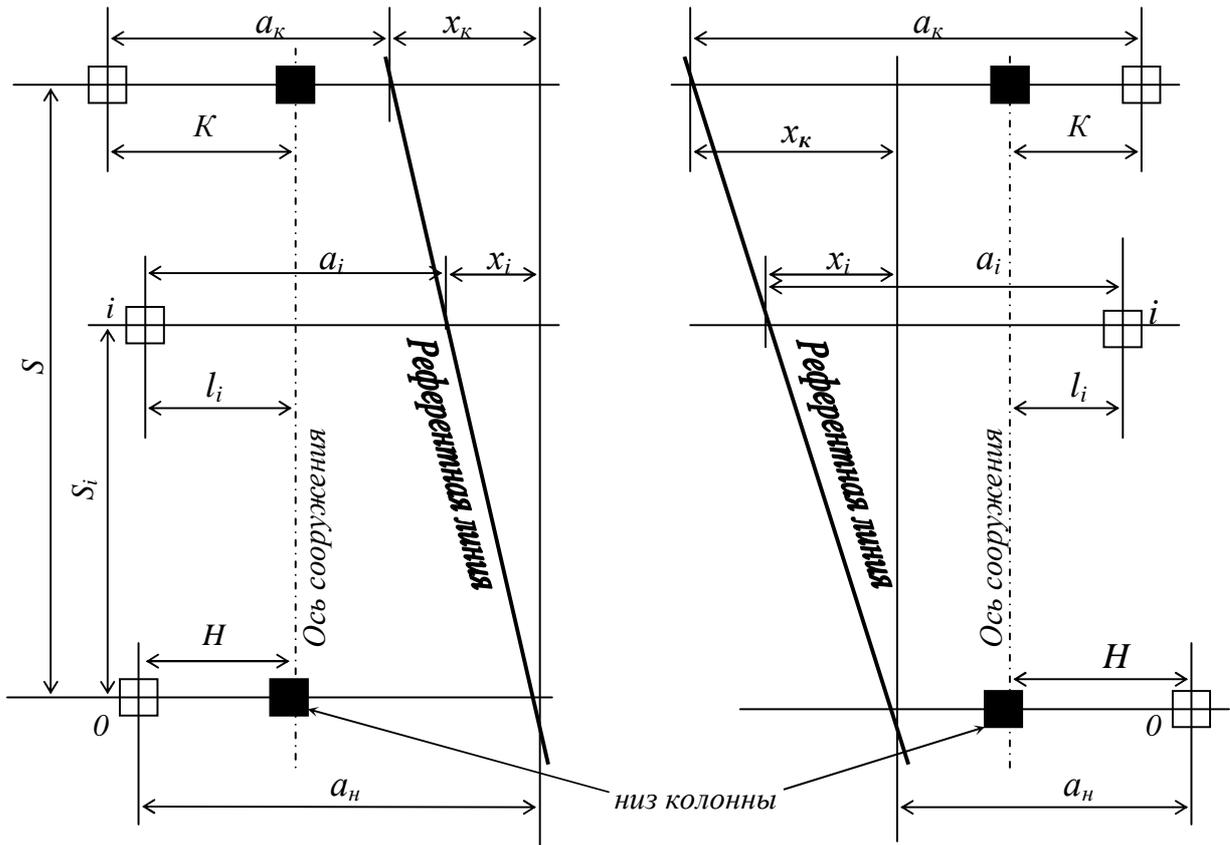


Рис. 124. Схемы к определению отклонения верха колонн от оси сооружения

Согласно рис. 124, для левого ряда колонн справедливы равенства $a_i + x_i - l_i = a_n - H$, $x_k = (a_n - H) - (a_k - K)$, а для правого ряда колонн $a_i - x_i - l_i = a_n - H$, $x_k = (a_k - K) - (a_n - H)$ и в обоих случаях $x_i = x_k S/S_i$. Решая эти равенства относительно l_i , получим следующее выражение:

$$l_i = a_i - (a_n - H)(1 - S/S_i) - (a_k - K) S/S_i. \quad (137)$$

В этом выражении вместо отношения расстояний S/S_i можно использовать соответствующее отношение номеров колонн i/n , а значения H и K вводить в формулу со знаком «плюс», значения H' и K' – со знаком «минус». По этой фор-

муле можно получить положительное или отрицательное значение отклонения верха i -той колонны. Положительное значение соответствует отклонению l_i , отрицательное соответствует отклонению l'_i .

Рассмотрим все возможные случаи сочетания H , K , H' , и K' для следующего примера: $S = 78$ м, $S_i = 48$ м, $n = 13$, $i = 8$, $S/S_i = i/n = 0,615$. В табл. 31 результаты измерений и вычислений даны в миллиметрах.

Т а б л и ц а 31

Пример вычисления отклонения верха колонн от оси сооружения

a_i	a_n	H	H'	a_k	K	K'	l_i	l'_i
Левый ряд колонн								
36	53	10		30	15		10	
11	53	10		30	15			15
36	28		15	5		10	10	
11	28		15	5		10		15
36	28		15	30	15		10	
11	28		15	30	15			15
36	28		15	30	15		10	
11	28		15	30	15			15
36	53	10		5		10	10	
11	53	10		5		10		15
Правый ряд колонн								
41	30	10		53	15		10	
16	30	10		53	15			15
41	5		15	28		10	10	
16	5		15	28		10		15
41	5		15	53	15		10	
16	5		15	53	15			15
41	30	10		28		10	10	
16	30	10		28		10		15

Применение лазерно-зеркального способа дистанционных измерений позволяет совместить процесс определения отклонения верха колонн от оси сооружения с контролем расстояния между ними в пролёте [65, 80]. Это обеспечивается сочетанием бокового нивелирования верха колонн одного ряда и лазерно-зеркального способа измерения расстояний между колоннами в пролёте с последующим приведением результатов измерений к осям сооружения.

Процесс измерений заключается в следующем (рис. 125). Теодолит устанавливают на некотором расстоянии от ряда колонн в месте, обеспечивающем видимость верха всех колонн этого ряда. Удобнее всего использовать для этого тормозную площадку нерабочего крана. Визирный луч зрительной трубы ориентируют приблизительно параллельно этому ряду. Затем, последовательно прикладывая

закрепленную на удлинительной штанге ЛЗУ нивелирную рейку (известной длины L_1) горизонтально к верхней грани каждой колонны, берут отсчеты O_i по вертикальной нити сетки зрительной трубы теодолита. При этом проекция визирной оси зрительной трубы теодолита на горизонтальную плоскость будет играть роль референтной линии, произвольно ориентированной относительно оси сооружения (рис. 124). Одновременно с помощью лазерной рулетки измеряют величину L_2 . Результаты измерений приводят к осям колонн, вводя в них поправки, учитывающие размеры колонн левого и правого ряда понизу $Л_H$, $П_H$ и поверху $Л_В$, $П_В$.

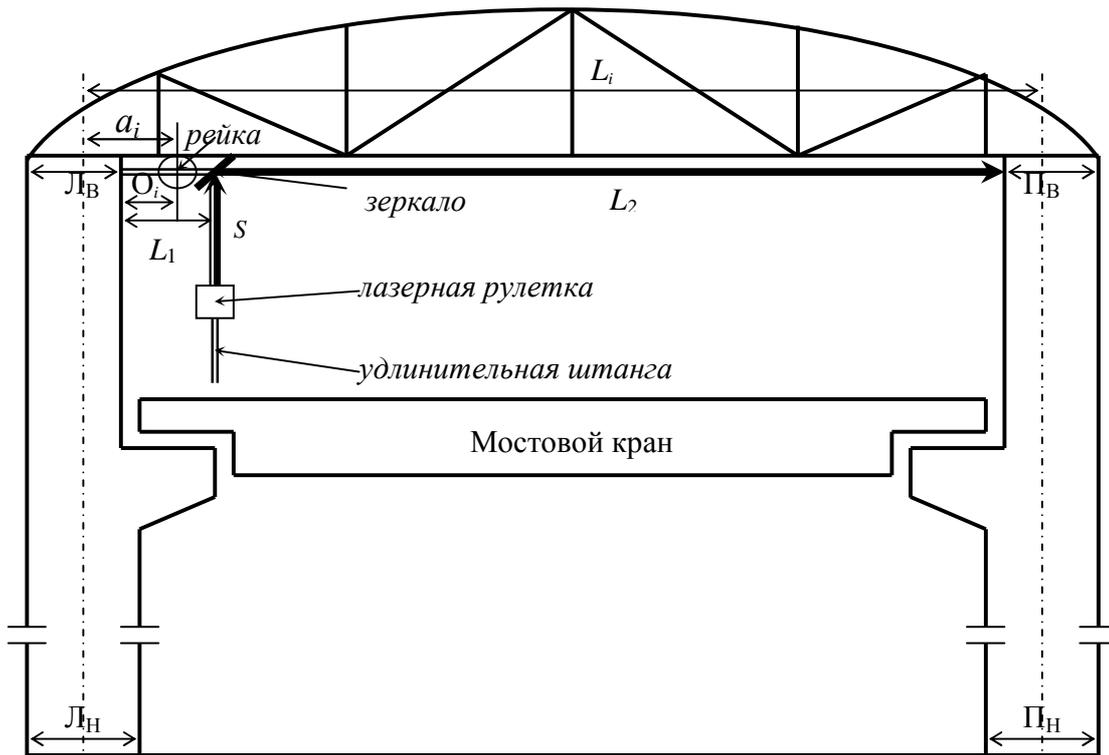


Рис. 125. Схема к определению приведенных к осям колонн результатов измерений

Результаты измерений приводят к осям колонн, вводя в них поправки, учитывающие размеры колонн левого и правого ряда понизу $Л_H$, $П_H$ и поверху $Л_В$, $П_В$. Так, согласно рис. 125, приведенное к оси сооружения расстояние между колоннами L_i составит:

$$L_i = L_1 + L_2 + (Л_В + П_В) - (Л_H + П_H)/2, \quad (138)$$

а приведенный к оси колонны отсчёт a_i будет:

$$a_i = O_i + Л_В - Л_H / 2. \quad (139)$$

Найдём среднюю квадратическую ошибку (СКО) m_{L_i} расстояния L_i , используя известное из теории ошибок выражение для ошибки функции общего вида, помня, что L_1 является величиной постоянной. При этом примем, что СКО определения ширины колонн поверху равны между собой $m_{Л_В} = m_{П_В} = m_B$, также как и СКО определения ширины колонн понизу $m_{Л_Н} = m_{П_Н} = m_H$. С учётом этого, после соответствующих преобразований, получим:

$$m_{L_i} = \sqrt{m_{L_2}^2 + 2m_B^2 + \frac{m_H^2}{2}}, \quad (140)$$

где m_{L_2} – СКО определения L_2 , зависящая от точности лазерной рулетки.

Как следует из формулы (140), существенное влияние на величину СКО m_{L_i} оказывают ошибки значений ширины колонн понизу и особенно поверху. Действительно, если в формулу (138) подставлять проектные значения $Л_В$, $П_В$ и $Л_Н$, $П_Н$, то при отклонении их фактических значений от проектных, например, на 3 мм, 5 мм или 10 мм, СКО m_{L_2} составит соответственно 5,6 мм, 8,5 мм или 16,1 мм.

Для уменьшения этого влияния необходимо производить измерения $Л_В$, $П_В$ и $Л_Н$, $П_Н$ для каждой колонны [77]. На уровне пола цеха эту операцию выполнить несложно. Что касается определения $Л_В$ и $П_В$ на уровне оголовка колонн, то здесь можно поступить следующим образом (рис. 126).

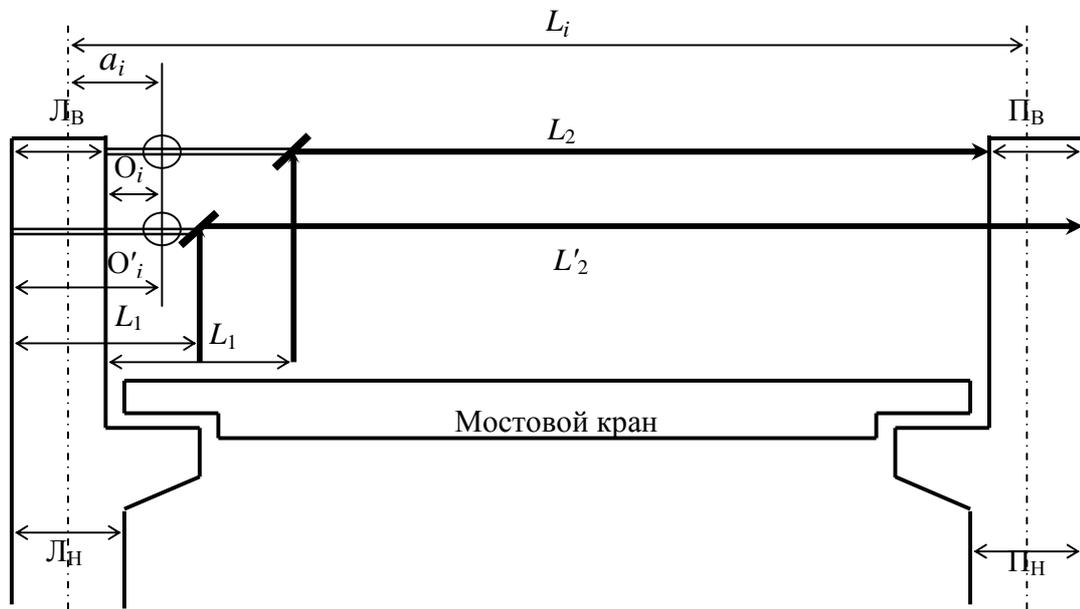


Рис. 126. Схема к определению приведенного к осям сооружения расстояния между колоннами

Так, если параллельно с измерениями O_i и L_2 между внутренними гранями колонн измерить O'_i и L'_2 между внешними гранями колонн, то $L_B = O'_i - O_i$, а $P_B = L'_2 - L_2 + O_i - O'_i$. Подставляя эти значения в формулу (138), получим:

$$L_i = L_1 + L'_2 - (L_H + P_H)/2. \quad (141)$$

Как следует из выражения (141), для определения расстояния между колоннами L_i достаточно (в отличие от схемы на рис. 125) измерить только расстояние L'_2 и ширину колонн L_H и P_H понизу.

Найдём СКО m_{L_i} расстояния L_i , используя формулу (141). При этом примем, что СКО определения ширины колонн понизу равны между собой, то есть $m_{L_H} = m_{P_H} = m_H$. С учётом этого получим:

$$m_{L_i} = \sqrt{m_{L'_2}^2 + \frac{m_H^2}{2}}. \quad (142)$$

Для сравнения точности определения расстояния L_i по схеме на рис. 125 и предлагаемой схеме на рис. 126 были подсчитаны СКО m_{L_i} по формулам (140, 142) при $m_{L_2} = m_{L'_2} = 3$ мм для различных значений $m_B = m_H = 1; 3; 5; 7$ и 10 мм. Полученные результаты представлены на графиках (рис. 127).

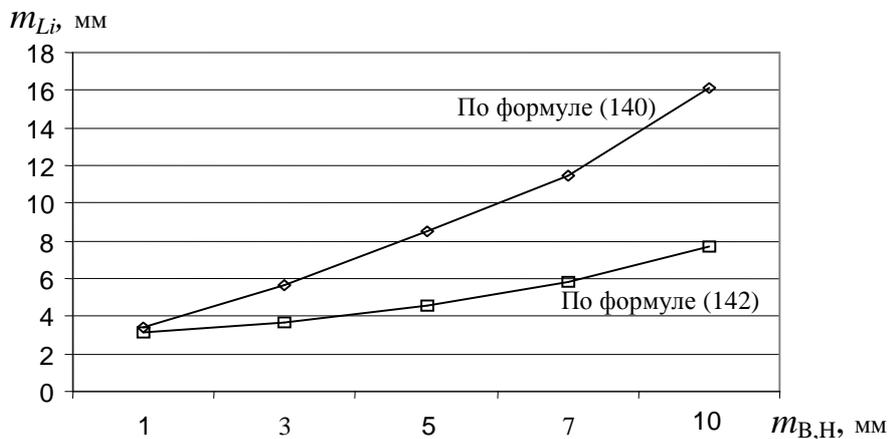


Рис. 127. Графики зависимости ошибки m_{L_i} от ошибок m_B и m_H

На основании этих графиков можно сделать вывод, что выполнение измерений по схеме на рис. 126 позволяет повысить точность определения приведенного расстояния между колоннами L_i примерно в два раза.

Рассмотрим приведенный отсчёт a_i , который, при выполнении измерений по схеме на рис. 125, вычисляют по формуле (139). В этом случае СКО m_{ai} будет:

$$m_{ai} = \sqrt{m_{O_i}^2 + m_{ЛВ}^2 + \frac{m_{ЛН}^2}{4}} . \quad (143)$$

При выполнении измерений по схеме на рис. 126 приведенный отсчёт $a_i = O'_i - ЛН/2$, поэтому здесь СКО m_{ai} равна:

$$m_{ai} = \sqrt{m_{O_i}^2 + \frac{m_{ЛН}^2}{4}} . \quad (144)$$

Для сравнения точности определения a_i по схеме на рис. 105 и по предлагаемой схеме на рис. 126 подсчитаны СКО m_{ai} по формулам (143) и (144) при $m_{O_i} = m_{O'_i} = 3$ мм для различных значений $m_B = m_H = 1; 3; 5; 7$ и 10 мм. Полученные результаты представлены на графиках (рис. 128). Из этих графиков следует, что выполнение измерений по схеме на рис. 126 позволяет повысить точность определения отсчёта a_i примерно в два раза.

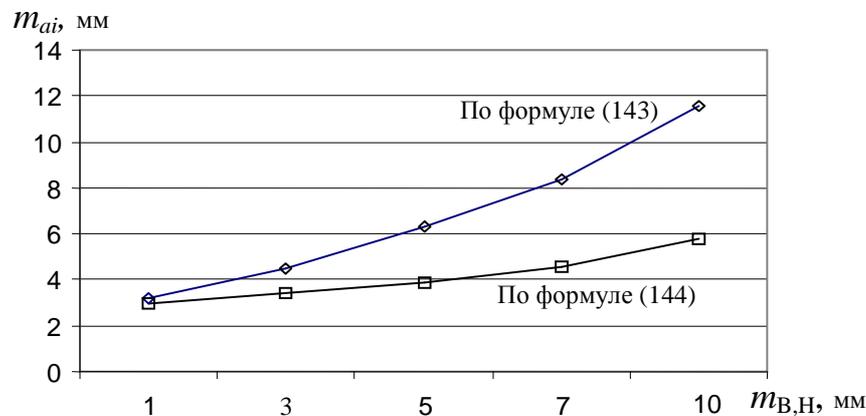


Рис. 128. Графики зависимости ошибки m_{ai} от ошибок m_B и m_H

Произвольное расположение референтной линии (визирной оси теодолита) требует определения её ориентирования относительно ближайшей оси сооружения. Для этого одним из доступных способов измеряют отклонения от вертикали осей начальной и конечной колонн ряда, а именно величины H и K в направлении, перпендикулярном оси сооружения (рис. 129).

При этом для колонн левого ряда отклонение верха начальной Н, конечной К и i -той колонны l_i влево от оси сооружения принимается со знаком «плюс», вправо – со знаком «минус». И наоборот, для правого ряда колонн отклонение верха начальной Н', конечной К' и i' -той колонны l'_i вправо от оси сооружения принимается со знаком «плюс», влево – со знаком «минус». Колонны нумеруются 0, 1, 2... i ... n . В соответствии с этим отклонение верха i -той колонны l_i можно найти по формуле

$$l_i = a_i - (a_n - H)(1 - S/S_i) - (a_k - K)S/S_i = a_i - (a_n - H)(1 - i/n) - (a_k - K) i/n, \quad (145)$$

причём значения Н и К следует вводить в формулу (145) с соответствующим знаком «плюс» или «минус». В результате вычислений можно получить положительное или отрицательное значение l_i . Положительное значение l_i соответствует отклонению верха колонны влево, отрицательное – вправо.

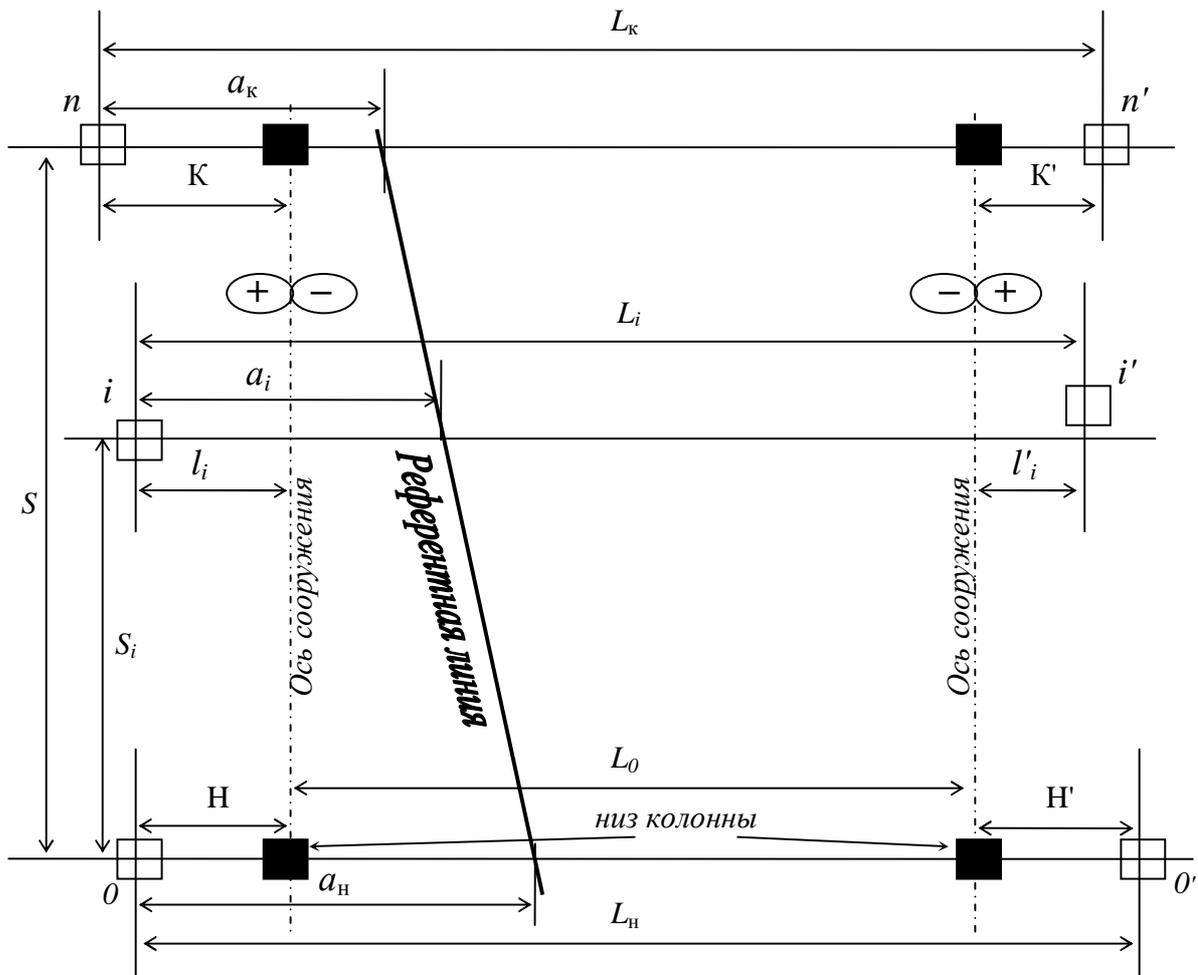


Рис. 129. Схема к определению отклонения верха колонн от оси сооружения

Анализ формулы (145), показывает, что максимальная ошибка m_{li} будет при $i = n$, а минимальная при $i = 0$. С учётом этого, приняв СКО $m_{an} = m_{ak} = m_{ai}$, $m_n = m_k = m_n$, найдём максимальную и минимальную СКО m_{li} отклонения верха колонн от оси сооружения:

$$m_{li\max} = \sqrt{4m_{ai}^2 + 3m_n^2}, \quad m_{li\min} = \sqrt{2m_{ai}^2 + m_n^2}. \quad (146)$$

По формулам (146) были подсчитаны СКО $m_{li\max}$ и $m_{li\min}$ для различных значений m_{ai} , вычисленных ранее по формулам (143) и (144) и при $m_n = 3$ мм. Полученные результаты представлены на графиках (рис. 130, 131). На основании этих графиков можно сделать вывод, что выполнение измерений по схеме на рис. 126 позволяет повысить точность определения отклонения верха колонн от оси сооружения почти в два раза.

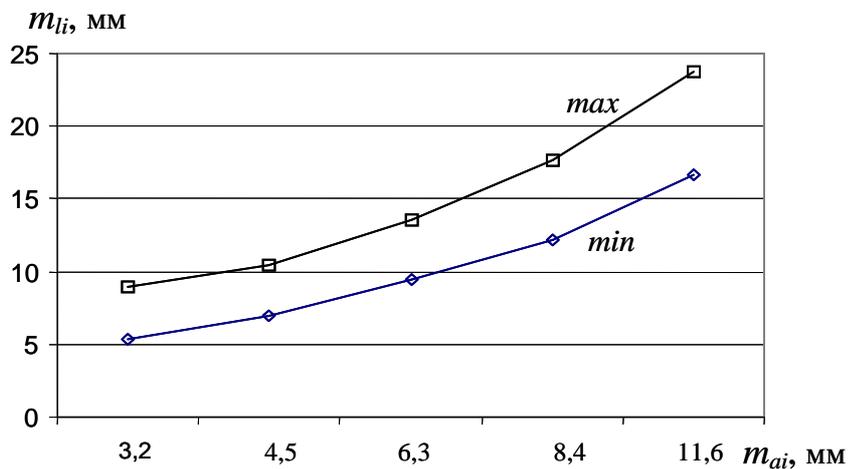


Рис. 130. Графики зависимости $m_{li\max}$ и $m_{li\min}$ от ошибок m_{ai} (старая схема измерений)

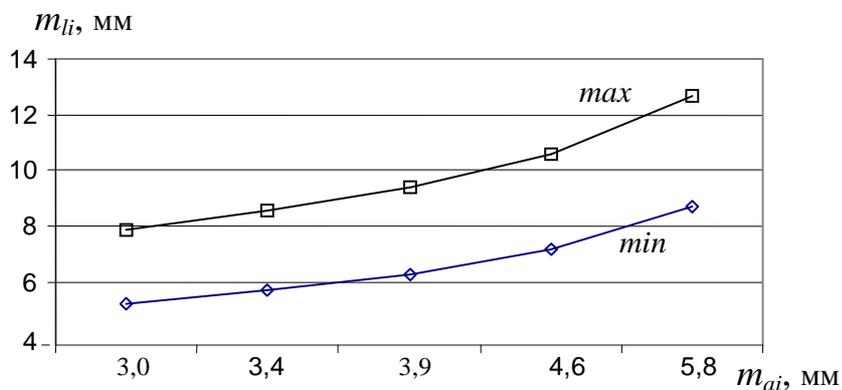


Рис. 131. Графики зависимости $m_{li\max}$ и $m_{li\min}$ от ошибок m_{ai} (новая схема измерений)

Рассмотрим различные случаи расположения верха колонн относительно осей сооружения (рис. 132) для следующего примера: $S = 78$ м, шаг колонн 6 м, $S_i = 48$ м, $n = 13$, $i = 8$, $S_i/S = i/n = 0,615$, $L_0 = 16$ м.

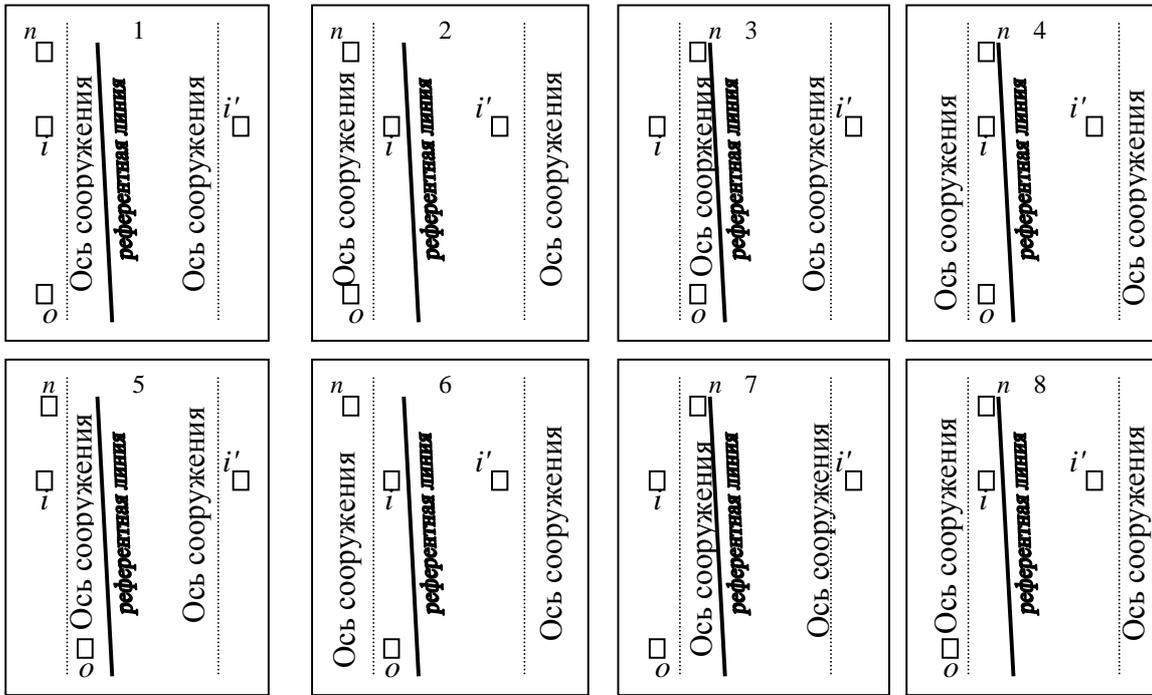


Рис. 132. Различные случаи расположения верха колонн относительно оси сооружения

Зная расстояние L_0 между осями сооружения (рис. 129), можно определить отклонение l'_i верха i' -той колонны правого ряда по формуле (147), подставляя в нее значение l_i со своим знаком:

$$l'_i = L_i - L_0 - l_i . \quad (147)$$

В табл. 32 показаны примеры обработки результатов измерений для восьми различных случаев, приведенных на рис. 132. Все величины выражены в миллиметрах.

Описанная методика, по сравнению с обычными способами, отвечает требованиям безопасности и позволяет совместить две операции: определение соосности двух рядов колонн и расстояния между колоннами в пролёте на уровне их оголовка. Кроме того, новая схема измерений позволяет значительно повысить точность получаемых результатов. И, наконец, описанная методика может получить своё дальнейшее развитие, если одновременно с контролем пространственного

положения колонн осуществлять, например, определение планового положения подкрановых рельсов и измерение ширины колеи кранового пути.

Т а б л и ц а 32

**Пример вычисления отклонения верха колонн
от оси сооружения и ширины колеи кранового пути**

№№	a_i	a_n	H	K	a_k	l_i	L_i	l'_i
1	36	53	+10	+15	30	+10	16020	+10
2	11	53	+10	+15	30	-15	15970	-15
3	36	28	-15	-10	5	+10	16020	+10
4	11	28	-15	-10	5	-15	15970	-15
5	36	28	-15	+15	30	+10	16020	+10
6	11	28	-15	+15	30	-15	15970	-15
7	36	53	+10	-10	5	+10	16020	+10
8	11	53	+10	-10	5	-15	15970	-15

Глава 6. ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ СЪЕМКА ПОДКРАНОВЫХ ПУТЕЙ

Она включает, в основном, следующие измерения: определение планового положения подкрановых рельсов; определение ширины колеи подкранового пути; нивелирование подкрановых рельсов; измерение смещения рельса с оси подкрановой балки и расстояния от грани колонны до оси рельса и др.

6.1. Определение планового положения подкрановых рельсов

Оно заключается в определении непрямолинейности рельсов и их взаимного расположения способом непосредственных или косвенных измерений.

Определение непрямолинейности может осуществляться различными способами створных измерений, описанных в нашей работе [48]: способом струнного створа; с использованием базисных линий; способом оптического створа; с помощью подвижной марки; путем измерения малых углов; с помощью лучевых створов; способом фотограмметрических створов и др.

На практике в большинстве своём створные измерения и контроль ширины колеи являются взаимосвязанными операциями. Так, например, достаточно определить непрямолинейность одного из рельсов, а непрямолинейность другого вычислить, используя результаты измерений ширины колеи подкранового пути. Или, в так называемом «способе четырехугольника», определяют непрямолинейность обоих рельсов, а ширину колеи получают расчётным путём.

В свою очередь использование горизонтально расположенных оптических или лучевых створов предусматривает совмещение створных измерений с контролем положения рельсов в вертикальной плоскости.

Наконец, косвенные измерения непрямолинейности путей, основанные на определении плановых координат осевых точек рельсов, позволяют получать данные для контроля ширины колеи. Наличие пространственных координат осевых точек рельсов дает возможность осуществлять комплексный контроль положения подкрановых рельсов как в плане, так и по высоте.

• **Непосредственный способ** предусматривает задание оптического, струнного или лучевого створа C_1C_2 вблизи одного из рельсов и определении его непрямолинейности. Непрямолинейность другого рельса определяют косвенным способом – путём соответствующих вычислений по значениям измерений ширины колеи подкранового пути (рис. 133).

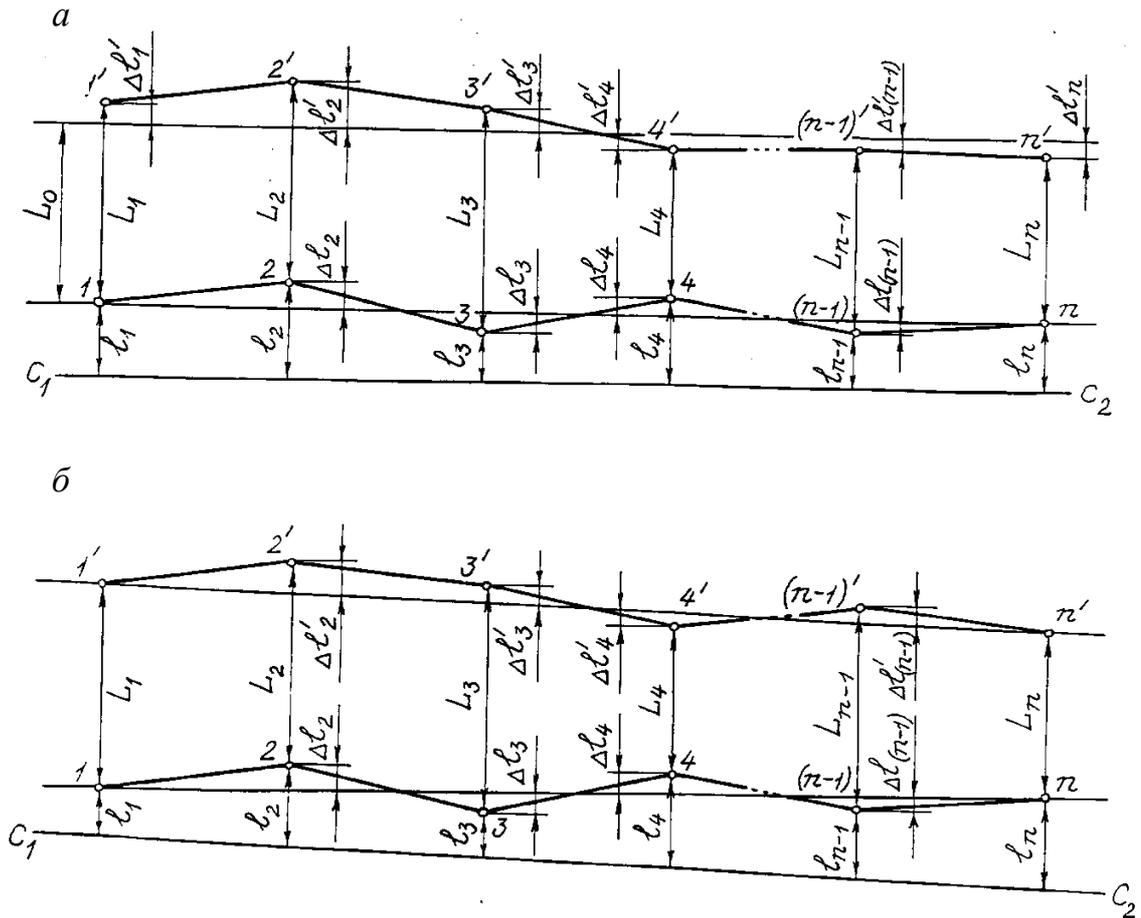


Рис. 133. Схемы к определению планового положения подкрановых рельсов

Для удобства последующих вычислений створ C_1C_2 рекомендуется располагать на одинаковых расстояниях $l_1 = l_n$ от начальной точки 1 и конечной точки n

подкранового пути. Измерив против каждой колонны расстояния l_1, l_2, \dots, l_n от створа до оси рельса, а также ширину колеи L_1, L_2, \dots, L_n , вычисляют отклонения Δl_i оси правого рельса от прямой линии как разности: $\Delta l_i = l_i - l_n$, причём, при такой схеме измерений (рис. 133а) знак плюс этих разностей означает отклонение оси рельса от прямой линии влево, знак минус – отклонение вправо, а $\Delta l_1 = \Delta l_n = 0$.

Если провести параллельно линии 1- n вторую линию на расстоянии L_0 , равном номинальному значению ширины колеи, то эта линия будет соответствовать проектному положению левого рельса по отношению к проектному положению 1- n правого рельса. В этом случае отклонения $\Delta l'_i$ оси левого рельса от прямой линии будет равно: $\Delta l'_i = \Delta l_i + L_i - L_0$, с учетом знака Δl_i .

Такой подход позволяет решать одновременно две задачи: во-первых – осуществлять контроль прямолинейности подкрановых рельсов и их взаимной параллельности; во-вторых – получать один из вариантов рихтовки подкранового пути в горизонтальной плоскости.

Отклонения левого рельса от линии 1'- n' , соединяющей его начальную и конечную точки, можно определить по формуле

$$\Delta l'_i = \Delta l_i + L_i - \frac{n-i}{n-1} L_1 - \frac{i-1}{n-1} L_n, \quad (148)$$

с учетом знака Δl_i , где i – номер точки (оси), в которой произведены измерения, n – число точек.

При произвольно ориентированном створе C_1C_2 (рис. 133б), отклонения Δl_i оси правого рельса от прямой 1- n вычисляют по формуле

$$\Delta l_i = l_i - \frac{n-i}{n-1} l_1 - \frac{i-1}{n-1} l_n, \quad (149)$$

а отклонения $\Delta l'_i$ оси левого рельса от прямой 1'- n' – по формуле

$$\Delta l'_i = l_i + L_i - \frac{n-i}{n-1} (l_1 + L_1) - \frac{i-1}{n-1} (l_n + L_n). \quad (150)$$

Створ C_1C_2 наиболее просто можно задать с помощью визирной оси зрительной трубы теодолита с увеличением не менее 25^x , а отклонения l_1, l_2, \dots, l_n определить методом бокового нивелирования (рис. 134), используя специальное приспособление (Шеховцов Г.А., Кочетов Ф.Г. Приспособление для проверки прямолинейности подкрановых рельсов // Н.Новгород, 1985. Нижегородский ЦНТИ, информ. листок №85-7).

Теодолит устанавливают в начале рельсового пути и с помощью нитяного или оптического отвеса берут по рейке приспособления отсчет l_1 (рис. 134а). Переносят приспособление в конец рельсового пути и ориентируют визирную ось

зрительной трубы теодолита по линии C_1C_2 , наведя вертикальную нить сетки на отсчет по рейке $l_n = l_1$.

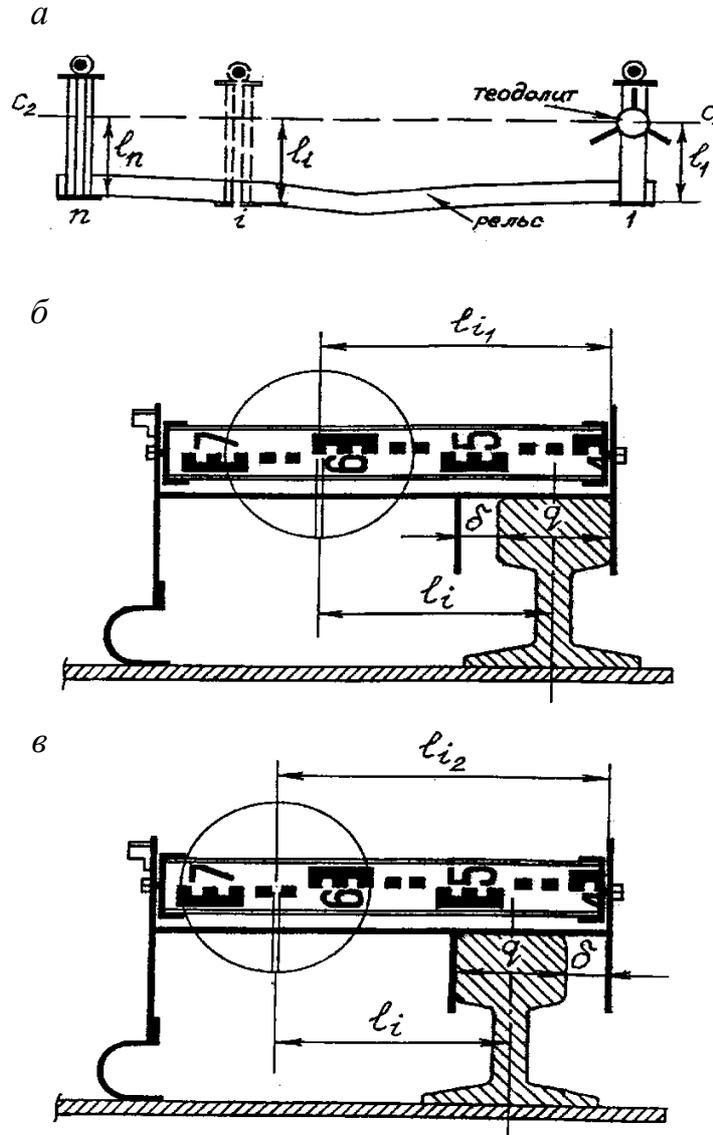


Рис. 134. Схема бокового нивелирования (а) с приведением результатов к оси рельса (б) и (в)

Последовательно устанавливая приспособление в заданных точках съёмки, берут (с точностью 1 мм) отсчёты $l_{i,1}$ и $l_{i,2}$, приводя в соприкосновение с боковой гранью головки рельса вначале один упор (рис. 134б), а затем другой (рис. 134в). Среднее арифметическое из этих отсчётов даст приведенное к оси рельса расстояние l_i до створа C_1C_2 , а их разность равна δ , по величине которой (зная расстоя-

ние между упорами) можно определить ширину головки рельса q и судить о её износе.

При съёмке подкрановых путей большой протяженности следует применять способ последовательных створов с перекрытием не менее двух точек предыдущего и последующего створов.

• **Способ фотограмметрических створов**, описанный в работе (Лященко Ю.К. Исследование точности последовательных фотограмметрических створов // Инженерная геодезия. – 1984, – №27. – С. 65-68) заключается в том, что общий створ 1- n (рис. 133а) длиной до 500 м разбивается на примерно равные части. Фотографирование производится с моста крана так, чтобы последняя измеряемая точка на снимке предыдущего частного створа являлась начальной точкой для последующего створа. При этом оптическая ось фотокамеры при съёмке всякий раз ориентируется на последнюю точку n общего створа. Автор способа утверждает, что он не требует предварительной маркировки оси рельса и даёт наилучшие результаты при длине частного створа около 40 м.



Рис. 135. Схема фотографического способа контроля прямолинейности рельса

Считаем перспективным развитие этого способа путём использования цифровых фотоаппаратов, совместимых с персональным компьютером. Здесь можно поступить двояко.

Во-первых, отцентрировав фотоаппарат в начальной точке 1 (рис. 135) и сфотографировав рельс по направлению на конечную точку n , можно сразу от этой референтной линии 1- n определять отклонения Δl_i от прямой (рис. 133а).

Во-втором случае можно производить измерения от произвольной референтной линии РЛ. Отклонения Δl_i вычисляют по разности l_n и l_1 и расстояниям S . В обоих случаях переход от значений l в мегапикселях к метрической

системе единиц осуществляется путём масштабирования снимков с помощью, например, горизонтально расположенной нивелирной рейки.

6.2. Определение ширины колеи подкранового пути

Расстояние между подкрановыми рельсами мостовых кранов (ширину колеи) можно определять непосредственным или косвенным способами. Способы непосредственного измерения ширины колеи подразделяются на контактные и механические. Контактный способ заключается в измерении расстояния между осями рельсов с помощью обычной рулетки или проволоки. Механический способ основан на использовании различных приспособлений и устройств. Сущность косвенного способа заключается в том, что из различных линейно-угловых геодезических построений определяют плановые координаты осевых точек рельсов, по которым вычисляют ширину колеи. Заметим, что эти координаты служат также для определения непрямолинейности рельсовых осей. Если в процессе съёмки получают пространственные координаты осевых точек, то можно осуществить комплексный контроль подкрановых путей в плане и по высоте. В работе [48] детально описаны различные непосредственные и косвенные способы измерения ширины колеи мостовых кранов. Здесь и далее остановимся на способах, основанных на использовании лазерной рулетки, лазерно-зеркального устройства и электронного тахеометра.

- *Измерения лазерной рулеткой* расстояний L между осями рельсов мостовых кранов может осуществляться по трем схемам [66]. В первой схеме (рис. 136а) рулетка прикладывается к внутренней грани правого рельса и измеряется расстояние до экрана–отражателя, приложенного к внешней грани левого рельса. Однако здесь на точность измерений может оказывать влияние односторонний износ боковых граней подкрановых рельсов. Избежать этого влияния можно (рис. 136б), измеряя расстояние между упором для рулетки и экраном, установленных на оси рельсов с помощью специальных центрирующих устройств, например, вилки.

Другой способ измерения расстояний L непосредственно между осями подкрановых рельсов предусматривает использование упора и экрана, закрепленных на основаниях с двумя вертикальными щёками (рис. 136в, г). Расстояние между щёками основания упора и основания экрана одинаковы и превышают ширину головки рельса q на величину δ . Вначале измеряют расстояние L_1 , когда щёки оснований упора и экрана прилегают соответственно к внутренней грани правого рельса и к внешней грани левого рельса (рис. 136в). Затем измеряют расстояние L_2 , когда щёки прилегают соответственно к внешней грани правого рельса и к внутренней грани левого рельса (рис. 136г).

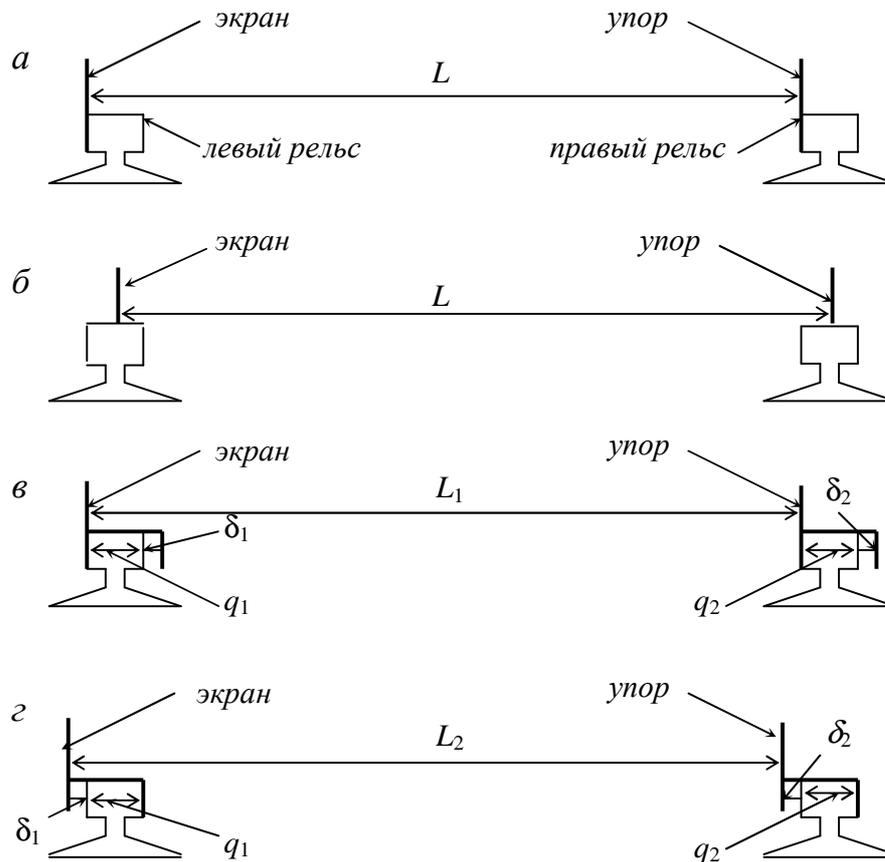


Рис. 136. Схемы измерения расстояний между осями подкрановых рельсов лазерной рулеткой

Тогда в первом случае $L = L_1 - q_1/2 + q_2/2$, а во втором случае $L = L_2 - \delta_1 - q_1/2 + \delta_2 + q_2/2$. Сложив почленно эти два равенства и учитывая, что $(\delta_1 + q_1) = (\delta_2 + q_2)$, получим $L = 1/2 (L_1 + L_2)$, следовательно, среднее арифметическое из двух результатов измерений даст результат, приведённый к оси рельсов. Закрепление упора и экрана на головках рельсов может осуществляться с помощью струбцин или магнитных фиксаторов.

Наконец, измерение расстояний между рельсами может осуществлять один человек, используя в качестве упора шейку одного рельса, а в качестве экрана

шейку противоположного рельса, вводя в результаты измерений необходимые поправки.

Основным недостатком непосредственных измерений ширины колеи кранового пути с помощью лазерной рулетки является необходимость выхода наблюдателя на подкрановый путь. Исключить этот недостаток можно, используя способ дистанционных измерений с тормозных площадок крана с помощью лазерно-зеркального устройства ЛЗУ (рис. 137).

• **Измерения с помощью ЛЗУ.** Для этого удлинительные штанги ЛЗУ и экрана-отражателя имеют на своих концах вилки, позволяющие устанавливать ЛЗУ и экран на осях подкрановых рельсов, контролируя вертикальность каждой штанги по круглому уровню.

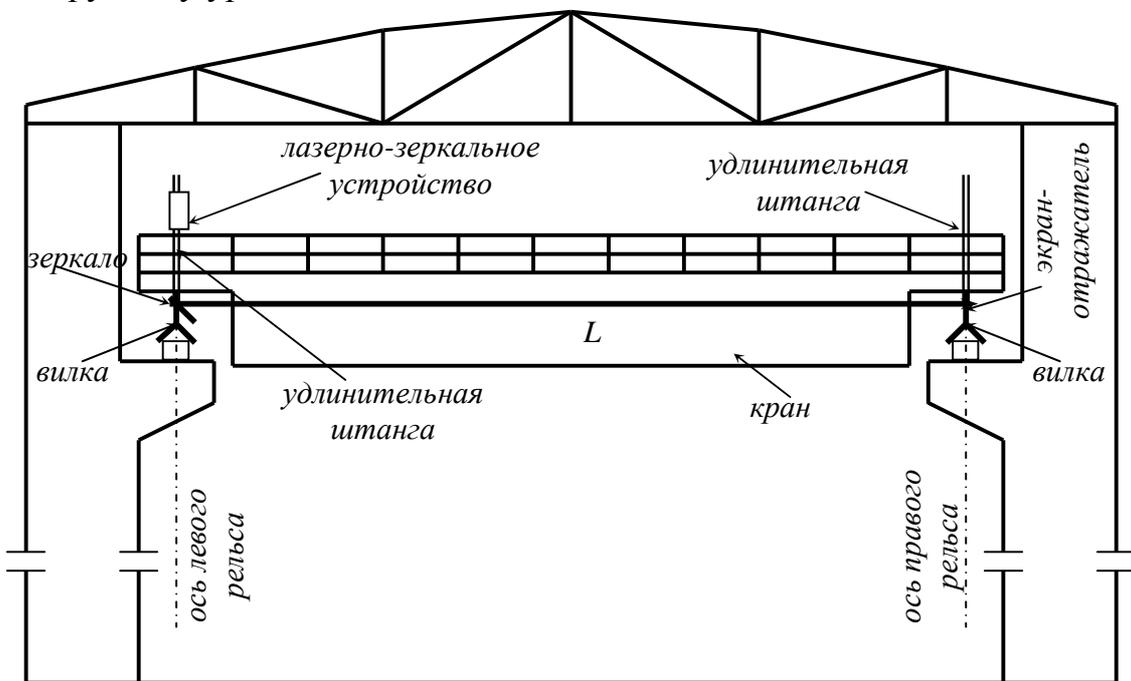


Рис. 137. Схема измерения расстояний между осями подкрановых рельсов лазерно-зеркальным устройством

Установив ЛЗУ на оси, например, левого рельса, а экран-отражатель на оси правого рельса, включают лазерную рулетку, направляют лазерный пучок на экран и, вычтя из её показаний постоянное слагаемое ЛЗУ, получают ширину колеи L . Аналогичным образом можно измерить ширину колеи в любом месте без выхода персонала на подкрановый путь.

Если расположить ЛЗУ примерно в середине моста крана и измерить два расстояния до экранов-отражателей, установленных на осях левого и правого рельсов, то сумма этих расстояний будет равна ширине колеи. Такая методика в

сочетании со створными измерениями позволяет решать сразу несколько задач (о чём будет сказано ниже).

• **Измерения с помощью электронного тахеометра** предусматривают определение прямоугольных координат осевых точек рельсов в условной системе, где одна из осей координат параллельна оси кранового пути. В зависимости от условий съёмки, тахеометр может располагаться на полу цеха или на уровне подкрановых рельсов, например, на мосту нерабочего крана.

Одним из таких способов измерений является так называемый базисный способ [91], сущность которого состоит в следующем (рис. 138). На полу цеха выбирают две точки A и B с таким расчётом, чтобы они располагались в начале и конце кранового пути и линия AB была параллельна рельсовому пути.

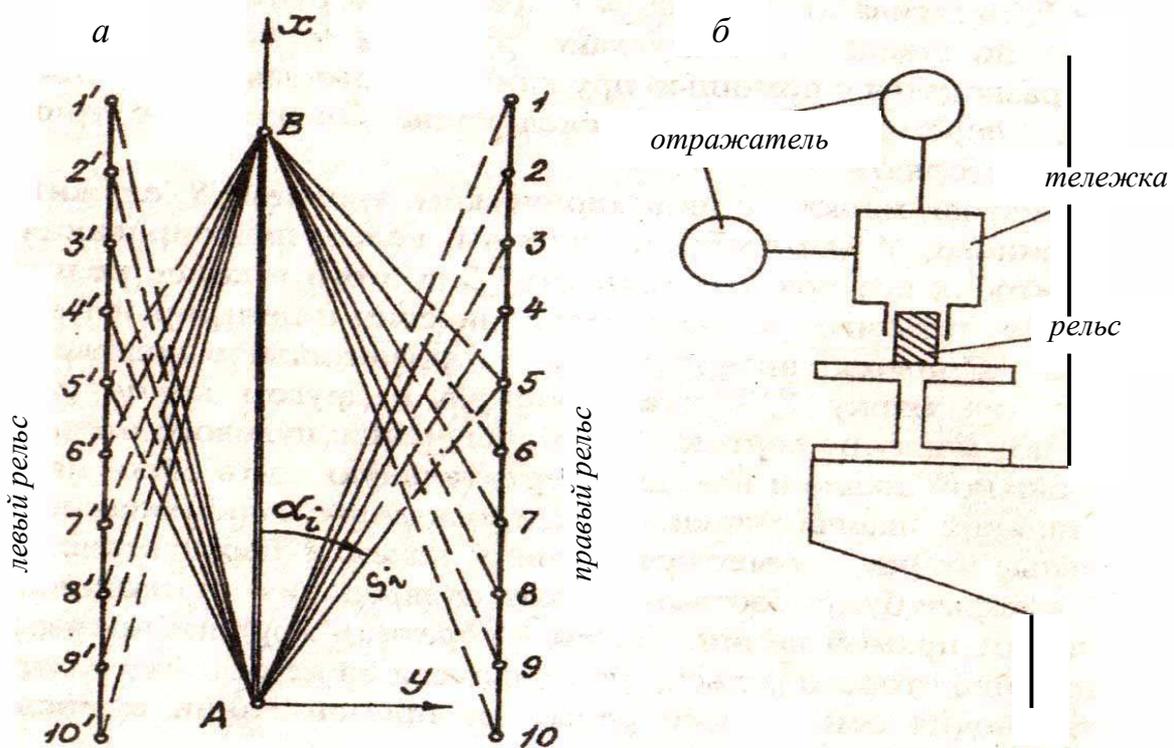


Рис. 138. Схема измерений с помощью электронного тахеометра (а) и измерительной тележки (б)

В условной системе координат полярная ось AB принимается за ось X , перпендикулярная ей линия – за ось Y . Измерительная тележка имеет отражатель, который может располагаться горизонтально или вертикально и предназначенный для определения планового и высотного положения тележки.

Методом полярной пространственной засечки определяют с точки A прямоугольные координаты x, y, z отражателя тележки, которая последовательно помещается в точки 1...5 и 1'...5' подкрановых рельсов. Съёмка другой части точек

производится с точки B , причём для контроля вновь определяют координаты средних точек 5 и $5'$. Фактическую ширину колеи L_i вычисляют по формуле

$$L_i = y_i - y_{i'} , \quad (i, i' = 1 \dots n), \quad (151)$$

и определяют её отклонения от проектного значения L_0 как разности $L_i - L_0$.

Поскольку линия AB выбирается параллельно подкрановым рельсам, то их отклонение Δl от прямой вычисляют следующим образом:

$$\Delta l_i^n = y_i - \frac{\sum y_i}{n} , \quad \Delta l_{i'}^n = \Delta L_i + \Delta l_i^n , \quad (152)$$

соответственно для правого и левого рельсов, причем положительные значения Δl говорят о том, что рельсы отклонены вправо, отрицательные – влево.

В том случае, когда линия AB непараллельна подкрановым рельсам (рис. 139), обработку результатов измерений можно производить следующим образом.

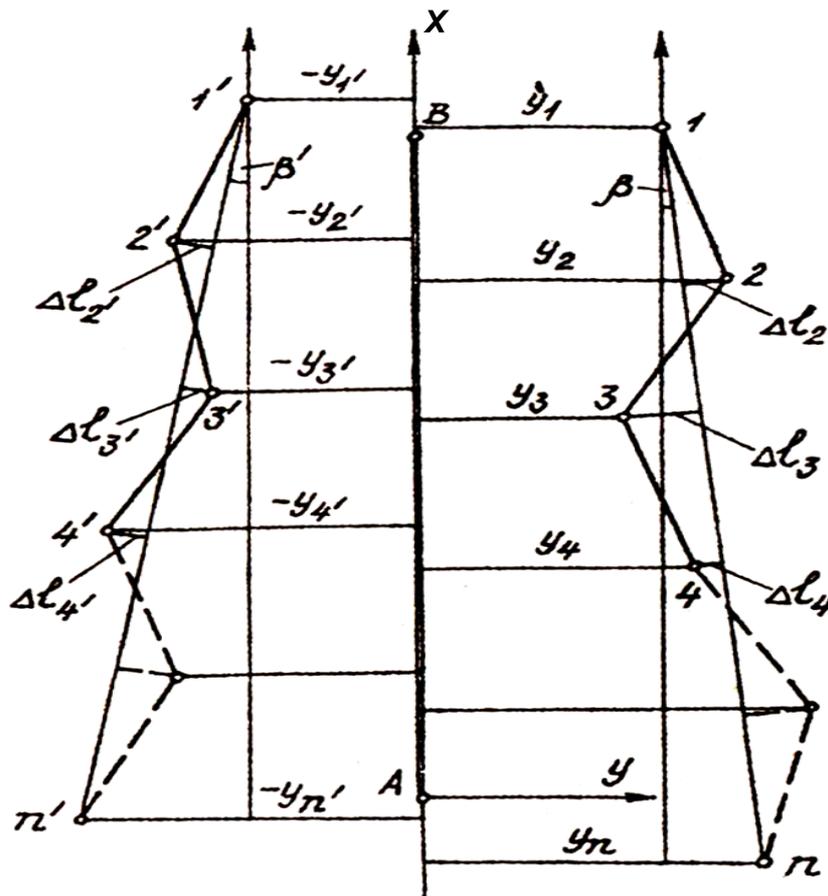


Рис. 139. Схема определения отклонений от референтных линий

Вначале вычисляют углы β и β' непараллельности базиса AB и линий, соединяющих начальные 1 и 1' и конечные n и n' точки правого и левого рельсов:

$$\beta = \operatorname{arctg} \frac{\Delta y_{1,n}}{\Delta x_{1,n}}, \quad \beta' = \operatorname{arctg} \frac{\Delta y_{1',n'}}{\Delta x_{1',n'}}, \quad (153)$$

где $\Delta x_{1,n} = x_1 - x_n$, $\Delta x_{1',n'} = x_{1'} - x_{n'}$, $\Delta y_{1,n} = y_1 - y_n$, $\Delta y_{1',n'} = y_{1'} - y_{n'}$.

В формулах (153) Δx всегда величина положительная, в то время как Δy может быть как положительной, так и отрицательной. Следовательно, углы β и β' могут иметь знак «плюс», что говорит об отклонении точки $n(n')$ влево от линии параллельной AB , и знак «минус», соответствующий отклонению точки $n(n')$ вправо от этой линии.

Нестворность Δl_i и $\Delta l_{i'}$ ($i, i' = 2, 3, \dots, n-1$) правого и левого рельсов относительно референтных линий 1– n и 1'– n' находят из выражений:

$$\Delta l_i = \Delta y_{1,i} \cos \beta - \Delta x_{1,i} \sin \beta, \quad \Delta l_{i'} = \Delta y_{1',i'} \cos \beta' - \Delta x_{1',i'} \sin \beta', \quad (154)$$

где $\Delta x_{1,i} = x_1 - x_i$, $\Delta x_{1',i'} = x_{1'} - x_{i'}$, $\Delta y_{1,i} = y_1 - y_i$, $\Delta y_{1',i'} = y_{1'} - y_{i'}$.

В формулах (154) необходимо учитывать знаки: Δx (величина всегда положительная), Δy и β . При этом знак «плюс» у Δl означает отклонение рельса влево от референтной линии, знак «минус» – отклонение вправо.

По прямоугольным координатам противоположащих точек i и i' вычисляют фактическую ширину колеи:

$$L_i = \sqrt{\Delta x_{i,i'}^2 + \Delta y_{i,i'}^2}, \quad (155)$$

где $\Delta x_{i,i'} = x_i - x_{i'}$, $\Delta y_{i,i'} = y_i - y_{i'}$.

По вычисленным отклонениям Δl_i и ширине колеи L_i строят график планового положения подкрановых рельсов.

Из других однобазисных способов следует сказать об определении траектории движения крана и отклонении подкранового пути [98]. Для этого двумя электронными тахеометрами, установленными вблизи рельсов, определяют координаты их осевых точек и одновременно координаты двух точек крана над осями рельсов.

Вообще говоря, методика использования электронного тахеометра предусматривает в конечном итоге определение координат x , y , z осевых точек подкрановых рельсов методом полярной пространственной засечки. Зная условный дирекционный угол α , угол наклона δ и наклонное расстояние S на каждую съёмочную точку, можно определить коэффициенты a , b , c исходных уравнений ошибок [47] для любой съёмочной точки:

$$a_\alpha = \frac{g \sin \alpha}{\cos \delta}, \quad b_\alpha = \frac{g \cos \alpha}{\cos \delta}, \quad c_\alpha = 0,$$

$$a_\delta = g \cos \alpha \sin \delta, \quad b_\delta = g \sin \alpha \sin \delta, \quad c_\delta = -g \cos \delta, \quad (156)$$

$$a_s = \cos \alpha \cos \delta, \quad b_s = \sin \alpha \cos \delta, \quad c_s = \sin \delta,$$

причем в этих формулах градиент $g = \rho : S$, а S – наклонная длина.

Затем следует составить матрицу A коэффициентов исходных уравнений ошибок:

$$A = \begin{pmatrix} a_\alpha & b_\alpha & c_\alpha \\ a_\delta & b_\delta & c_\delta \\ a_s & b_s & c_s \end{pmatrix} \quad (157)$$

и найти матрицу N коэффициентов системы нормальных уравнений:

$$N = A^T A = \begin{pmatrix} [aa] & [ab] & [ac] \\ [ab] & [bb] & [bc] \\ [ac] & [bc] & [cc] \end{pmatrix}. \quad (158)$$

Для этого вначале найдем матрицы $N_{\text{уг}}$ и $N_{\text{лин}}$, относящиеся соответственно только к угловым и только к линейным измерениям.

Матрицу N можно получить следующим образом:

$$\begin{aligned} N &= N_{\text{лин}} + p_{\alpha,\delta} N_{\text{уг}}, \quad (\text{при } p_s = 1), \\ N &= p_s N_{\text{лин}} + N_{\text{уг}}, \quad (\text{при } p_{\alpha,\delta} = 1), \\ N &= p_s N_{\text{лин}} + p_{\alpha,\delta} N_{\text{уг}}, \quad (\text{при } p_s \neq p_{\alpha,\delta} \neq 1). \end{aligned} \quad (159)$$

Что касается выбора весов, то если принять вес линейных измерений $p_s = 1$, то вес угловых измерений $p_{\alpha,\delta} = \mu^2 / m_{\alpha,\delta}^2$, где μ – средняя квадратическая ошибка единицы веса; $m_{\alpha,\delta}$ – средняя квадратическая ошибка измерения α и δ . Если принять $p_{\alpha,\delta} = 1$, тогда $p_s = \mu^2 / m_s^2$, где m_s – средняя квадратическая ошибка линейных измерений. При этом размерности μ и $m_{\alpha,\delta,s}$ должны в обязательном порядке соответствовать размерности градиентов g в формулах (156). Так, если эти градиенты имеют размерность с/см , то и μ , $m_{\alpha,\delta}$ (при $p_{\alpha,\delta} = 1$) должны быть выражены в секундах, а m_s – в сантиметрах. При $p_s = 1$ размерности μ и m_s в сантиметрах, а $m_{\alpha,\delta}$ – в секундах.

Путем обращения матрицы N получают матрицу Q весовых коэффициентов, умножив компоненты которой на μ^2 , получают ковариационную матрицу K :

$$K = \mu^2 Q = \mu^2 N^{-1} = \mu^2 \begin{pmatrix} Q_{xx} & Q_{xy} & Q_{xz} \\ Q_{xy} & Q_{yy} & Q_{yz} \\ Q_{xz} & Q_{yz} & Q_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_x^2 & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y^2 & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z^2 \end{pmatrix}, \quad (160)$$

где σ_x , σ_y , σ_z – средние квадратические ошибки съёмочной точки по осям координат.

Ковариационные матрицы K не только дают исчерпывающую информацию о погрешности положения съёмочных точек, но и позволяют определить погрешность взаимного расположения любых двух съёмочных точек [47].

Как отмечалось выше, в работе [48] рассмотрены различные способы геодезического контроля плано-высотного положения путей мостовых кранов. Для этого, как правило, требуется выполнение трёх операций: определение непрямолинейности рельсов, определение ширины колеи и нивелирование подкрановых рельсов.

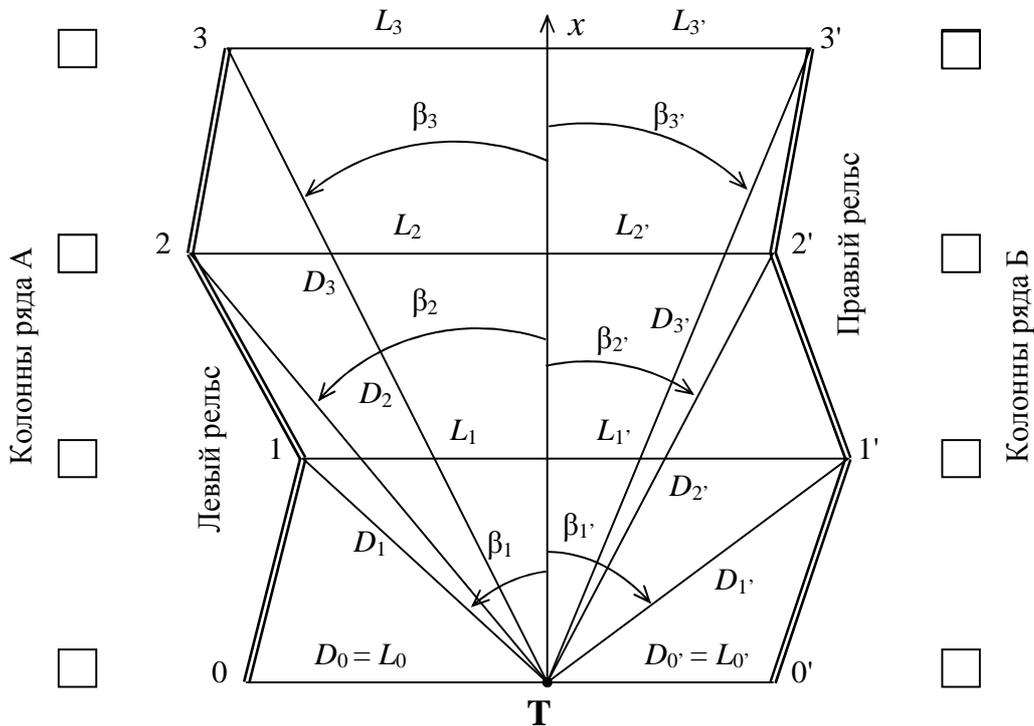


Рис. 140. Схема линейно-углового способа измерений

Наличие у современных электронных тахеометров клавиши SDh даёт возможность предложить новый линейно-угловой способ контроля пространственного положения путей мостового крана. Его сущность поясняется рис. 140 и заключается в следующем [24].

Устанавливают электронный тахеометр в точке Т, расположенной между подкрановыми рельсами, и ориентируют визирную ось зрительной трубы по направлению параллельному рельсовому пути. Измеряют на осевые точки рельсов 1 и 1', 2 и 2', 3 и 3', ..., n и n' (расположенные напротив колонн) горизонтальные углы β_1 и $\beta_{1'}$, β_2 и $\beta_{2'}$, β_3 и $\beta_{3'}$, ..., β_n и $\beta_{n'}$, а с помощью клавиши SDh находят горизонтальные проложения D_0 и $D_{0'}$, D_1 и $D_{1'}$, D_2 и $D_{2'}$, D_3 и $D_{3'}$, ..., D_n и $D_{n'}$ и превышения h_0 и $h_{0'}$, h_1 и $h_{1'}$, h_2 и $h_{2'}$, h_3 и $h_{3'}$, ..., h_n и $h_{n'}$ каждой осевой точки над точкой стояния тахеометра.

По измеренным горизонтальным проложениям D_i и $D_{i'}$ находят ширину колеи $L_{i-i'}$:

$$L_{i-i'} = L_i + L_{i'} = D_i \sin \beta_i + D_{i'} \sin \beta_{i'}, \quad (161)$$

где $i = 1, 2, 3, \dots, n$; $i' = 1', 2', 3', \dots, n'$.

В общем виде среднюю квадратическую ошибку m_L определения ширины колеи по формуле (161) найдём, используя известную из теории ошибок формулу ошибки функции общего вида:

$$m_L^2 = \sin^2 \beta_i m_{D_i}^2 + \sin^2 \beta_{i'} m_{D_{i'}}^2 + \frac{D_i^2 \cos^2 \beta_i}{\rho^2} m_{\beta_i}^2 + \frac{D_{i'}^2 \cos^2 \beta_{i'}}{\rho^2} m_{\beta_{i'}}^2, \quad (162)$$

где m_{D_i} , $m_{D_{i'}}$, m_{β_i} , $m_{\beta_{i'}}$ – соответственно средние квадратические ошибки измерения горизонтальных проложений D_i , $D_{i'}$ и горизонтальных углов β_i и $\beta_{i'}$.

Приняв $m_{D_i} = m_{D_{i'}} = m_D$ и $m_{\beta_i} = m_{\beta_{i'}} = m_\beta$, получим:

$$m_L^2 = (\sin^2 \beta_i + \sin^2 \beta_{i'}) m_D^2 + \frac{(D_i^2 \cos^2 \beta_i + D_{i'}^2 \cos^2 \beta_{i'})}{\rho^2} m_\beta^2. \quad (163)$$

Если тахеометр установить строго на оси кранового пути, то будут иметь место равенства: $\beta_i = \beta_{i'} = \beta$, $D_i = D_{i'} = D$ и формула (163) примет вид:

$$m_L^2 = 2 \left[\sin^2 \beta m_D^2 + \frac{D^2 (1 - \sin^2 \beta)}{\rho^2} m_\beta^2 \right]. \quad (164)$$

В свою очередь (161) $\sin\beta = L/2D$, поэтому в окончательном виде формула для определения средней квадратической ошибки ширины колеи L будет выглядеть следующим образом:

$$m_L^2 = \frac{L^2}{2D^2} m_D^2 + \frac{4D^2 - L^2}{2\rho^2} m_\beta^2 . \quad (165)$$

По формуле (165) подсчитаны средние квадратические ошибки m_L для различных значений $L = 10; 20; 30; 40$ м и различных соотношений L/D от 2,0 (для пролёта 0-0' на рис. 118) до 0,01 при $m_D = 5$ мм и $m_\beta = 5''$. Пределы значений L от 10 до 40 м выбраны исходя из опыта геодезического контроля пространственного положения подкрановых путей промышленных предприятий Нижегородской области. Полученные результаты представлены на графиках (рис. 141).

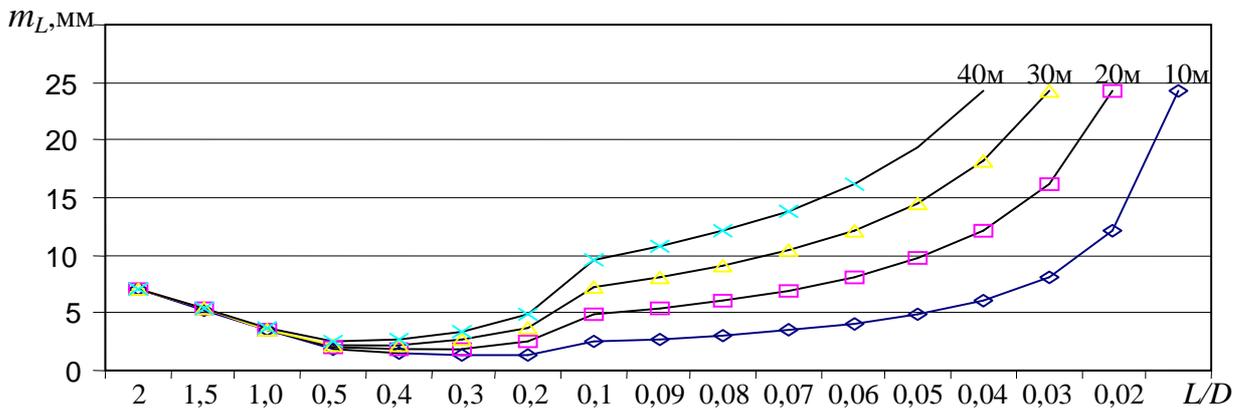


Рис. 141. Графики зависимости ошибки m_L от соотношения L/D для $m_D = 5$ мм и $m_\beta = 5''$

На основании этих графиков можно констатировать, что средняя квадратическая ошибка m_L при соотношении L/D от 2,0 до 0,4 практически не зависит от величины L . Эта ошибка достигает своего минимального значения при соотношении L/D в пределах от 0,5 (40 м) до 0,2 (10 м). До этих пределов L/D основное влияние на точность определения L оказывает ошибка линейных измерений. Дальнейшее уменьшение соотношения L/D приводит к уменьшению влияния на величину m_L средней квадратической ошибки m_D линейных измерений и увеличению влияния на m_L ошибки m_β угловых измерений.

Таким образом, имея график для конкретных значений L , m_D и m_β , можно, задавшись требуемой точностью m_L определения ширины колеи, выбрать наиболее оптимальный вариант соотношения L/D . Отметим, что значения m_D и m_β за-

висят от марки имеющегося в наличии электронного тахеометра. Как отмечалось ранее, в настоящее время выпускаются электронные тахеометры с различной точностью измерений: углов от 0,5 до 20", расстояний от 1-2 до 10 мм. Причём, многие из них могут работать в безотражательном режиме.

По значениям $L_0, L_1, L_2, L_3, \dots, L_n$ и $L_0', L_1', L_2', L_3', \dots, L_n'$ (рис. 140) могут быть построены графики, характеризующие отклонения осей соответственно левого и правого рельсов от прямой (от оси x).

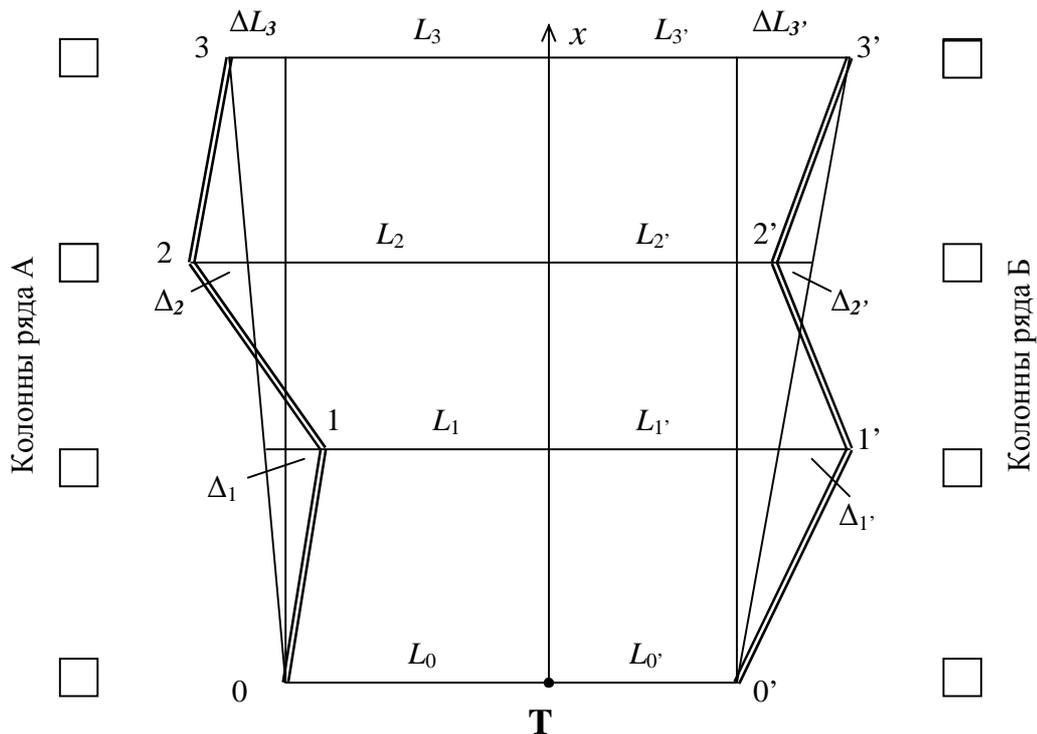


Рис. 142. Схема к определению прямолинейности рельсов

Отклонения рельсов от прямой линии 0-3 и 0-3', соединяющей их начальные и конечные точки, можно определить графически или вычислить, используя разности $\Delta L_3 = L_3 - L_0$, $\Delta L_3' = L_3' - L_0'$ и номера колонн, напротив которых расположены наблюдаемые точки:

$$\Delta_1 = L_1 - L_0 + \frac{1}{3} \Delta L_3, \quad \Delta_1' = L_1' - L_0' - \frac{1}{3} \Delta L_3',$$

$$\Delta_2 = L_2 - L_0 - \frac{2}{3} \Delta L_3, \quad \Delta_2' = L_2' - L_0' - \frac{2}{3} \Delta L_3'.$$

(166)

По измеренным превышениям h_0 и h_0' , h_1 и h_1' , h_2 и h_2' , h_3 и h_3' , ..., h_n и h_n' , могут быть построены профили, характеризующие высотное положение подкрановых рельсов в продольном и поперечном направлениях.

Длину контролируемого кранового пути можно увеличить вдвое, если электронный тахеометр устанавливать не в начале (или конце) пути, а посередине. Тогда одну часть пути можно наблюдать по схеме на рис. 140, а переведя зрительную трубу тахеометра через зенит, можно наблюдать другую часть пути.

Отметим, что предлагаемый линейно-угловой способ контроля пространственного положения путей мостового крана с помощью электронного тахеометра и его клавиши SDh предусматривает измерение с одной точки стояния прибора только горизонтального проложения, превышения и горизонтального угла. Этого достаточно, чтобы совместить три отдельных операции: определение ширины колеи подкранового пути, определение непрямолинейности рельсов и их нивелирование.

При работе с тахеометром в безотражательном режиме может использоваться марка-экран, закреплённая на удлинительной штанге с круглым уровнем и вилкой на конце для центрирования марки на оси рельса.

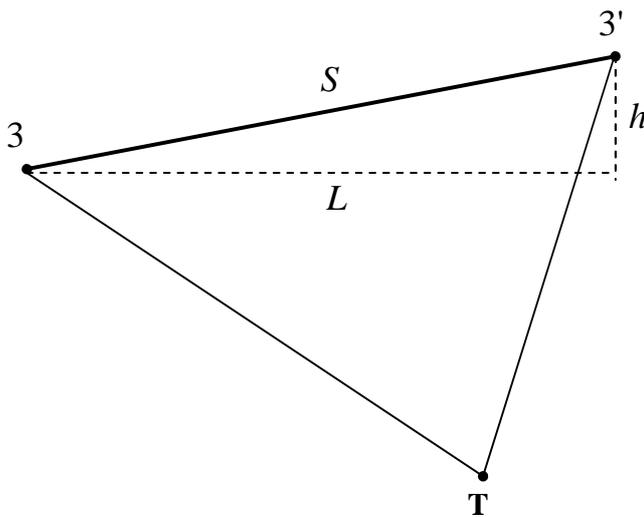


Рис. 143. Схема определения недоступного расстояния с помощью клавиши ОНР электронного тахеометра

Следует сказать, что ширина колеи подкранового пути является наиболее ответственным параметром, подлежащим контролю. С этих позиций проведённые исследования точности её определения новым методом позволяют рассчитать оптимальную методику съёмки кранового пути.

Упомянутый в предыдущих главах электронный тахеометр SET 530R/R3 имеет клавишу ОНР («определение недоступного расстояния»), с помощью которой можно определить ширину колеи кранового пути, например, между точками 3-3' (рис. 140) следующим образом.

Визируют на точку 3 и нажимают клавишу [РАССТ] на первой странице режима измерений. На экран выводятся результаты измерений. Для остановки измерений нажимают клавишу [СТОП].

Визируют на точку 3' и нажимают клавишу [ОНР] на третьей странице режима измерений. На экран выводятся результаты измерений: S – наклонное рас-

стояние, L – горизонтальное расстояние, h – превышение точки 3' над линией L.

стояние, L – горизонтальное проложение и h – превышение между точками 3-3' (рис. 143).

• **Косвенные измерения способом четырехугольника**, схема которого приведена на рис. 144. Его сущность заключается в том, что по произвольным оптическим створам AA' и BB' определяют непрямолинейность обоих рельсов методом бокового нивелирования. В начале и конце контролируемого участка измеряют расстояния a и b или ширину колеи L_1 и L_n .

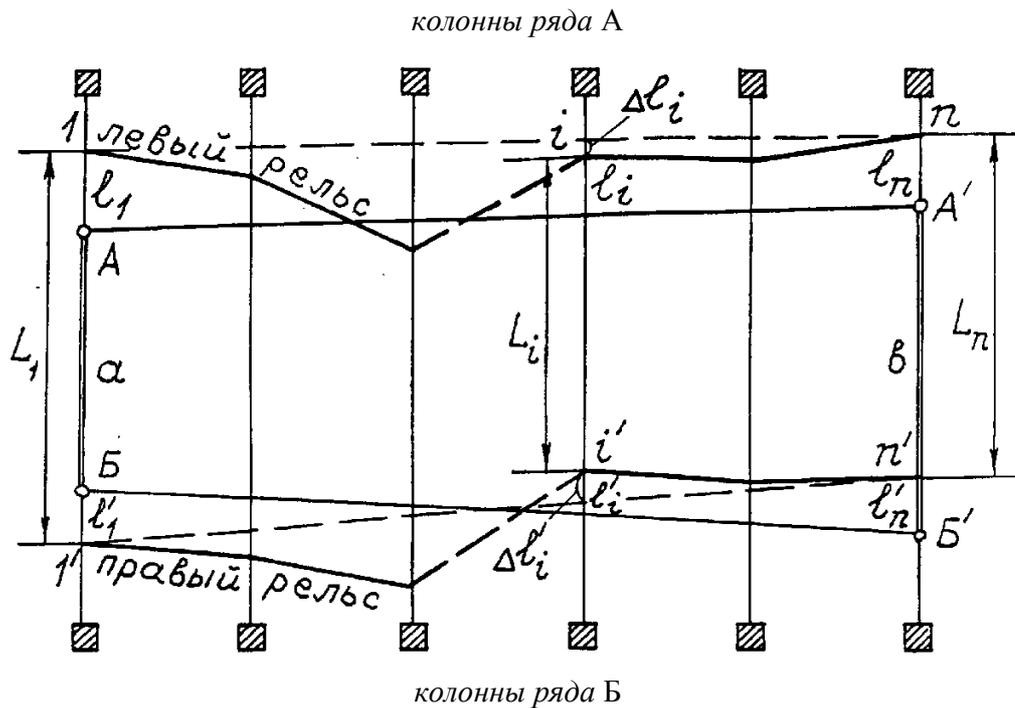


Рис. 144. Схема контроля планового положения подкрановых рельсов по «способу четырехугольника»

Если стороны AA' и BB' четырехугольника параллельны между собой, то есть $a = b$, то ширину колеи вычисляют по формуле

$$L_i = a + l_i + l'_i, \quad (167)$$

принимая l_i и l'_i со знаком минус, если они направлены внутрь четырехугольника, и со знаком плюс – при противоположном направлении.

Если створы AA' и BB' не параллельны между собой, то есть $a \neq b$, предыдущая формула примет следующий вид:

$$L_i = a + \frac{i-1}{n-1}(b-a) + l_i + l'_i. \quad (168)$$

Если при произвольно ориентированных створах АА' и ББ' вместо a и b измерены L_1 и L_n , то ширину колеи вычисляют по формуле

$$L_i = L_1 + \frac{i-1}{n-1}(L_n - L_1) + \Delta l_i + \Delta l'_i, \quad (169)$$

где Δl_i и $\Delta l'_i$ находят по формуле (148) для правого рельса.

6.3. Определение геометрии кранового пути и траектории движения мостового крана

Такие определения обычными способами [48, 98] требуют многократного задействования мостового крана и выхода персонала на подкрановый путь.

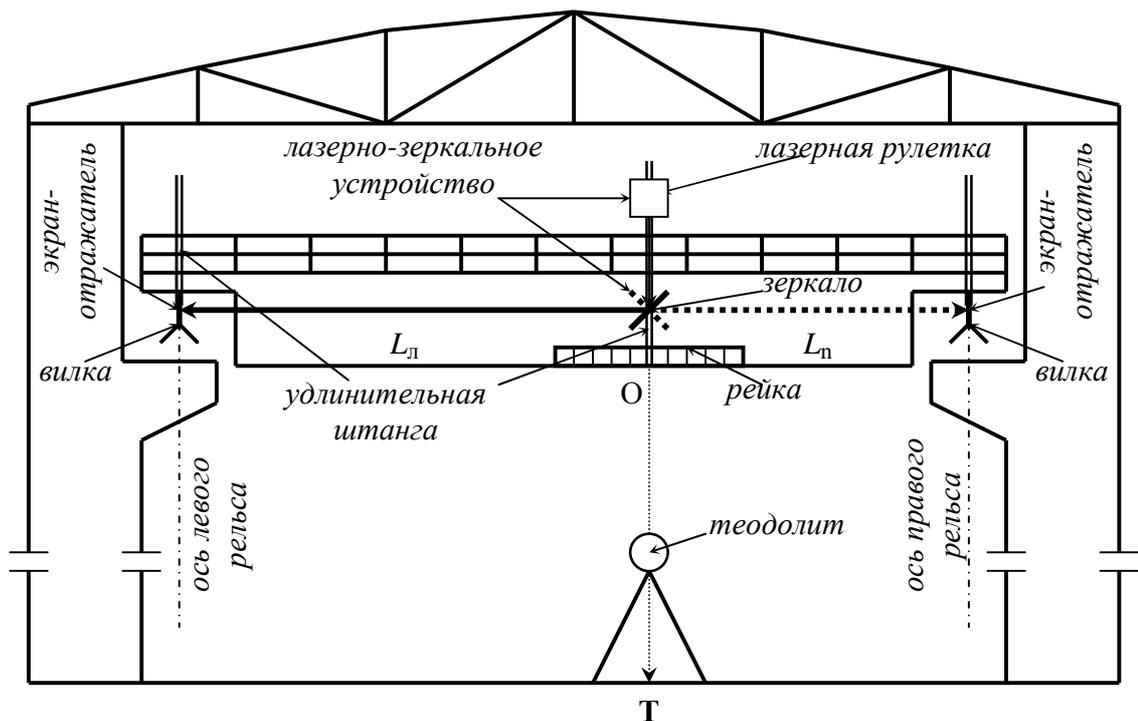


Рис. 145. Схема измерения расстояний лазерно-зеркальным устройством

В работе [55] предлагается способ, лишенный этих недостатков, который позволяет за один проход крана произвести выверку прямолинейности и параллельности обоих крановых рельсов, определить ширину рельсовой колеи и траекторию движения самого крана. Сравнение траектории движения крана с конфигурацией кранового пути позволит специалистам выявлять места возможных в даль-

нейшем сверхнормативных смещений рельсов в плане, влияющих на износ ходовых колес и выбирать наиболее оптимальный проект рихтовки пути.

Способ основан на применении лазерно-зеркального устройства в сочетании со створными измерениями с помощью теодолита. В этом способе ЛЗУ предназначено для линейных измерений дистанционно на уровне подкрановых рельсов.

Процесс измерений заключается в следующем (рис. 145). На мосту крана примерно на уровне подкрановых рельсов закрепляют горизонтально рейку с делениями. Перемещают кран в один конец цеха так, чтобы рейка расположилась между колоннами, и находят на полу цеха проекцию нулевого отсчета по рейке O .

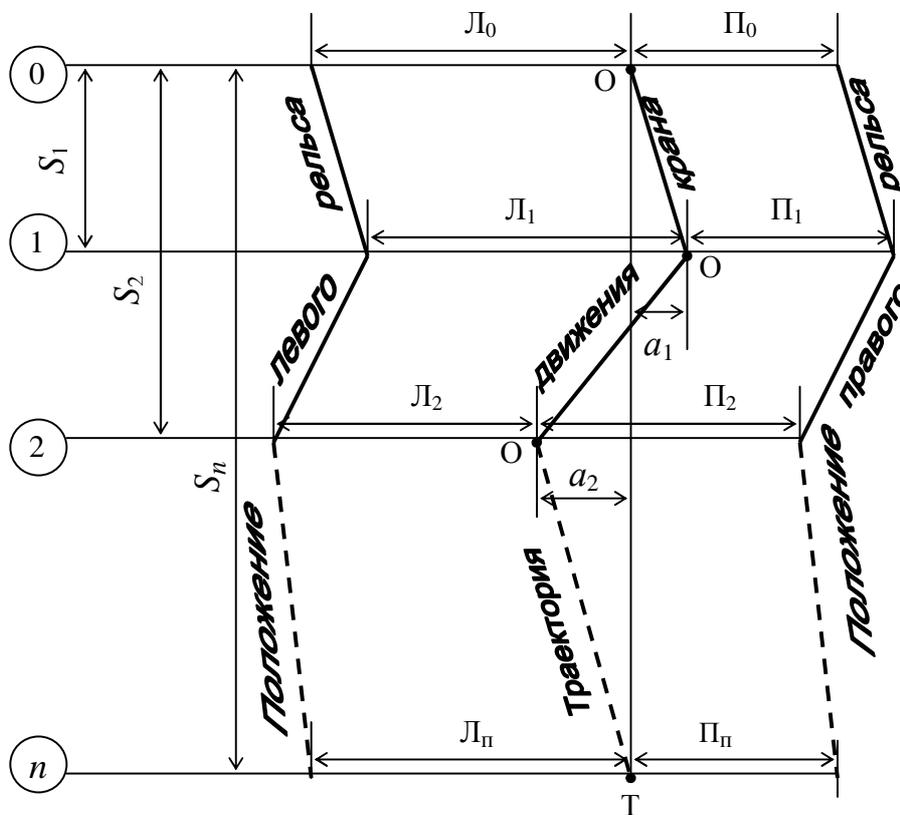


Рис. 146. Схема к определению геометрии кранового пути и траектории движения крана

С крана измеряют с помощью ЛЗУ расстояние L_n от нулевого отсчета до экрана-отражателя, установленного на оси левого рельса. Затем, повернув зеркало (показано пунктиром), измеряют расстояние Π_n от нулевого отсчета до экрана-отражателя, установленного на оси правого рельса. Располагать экран-отражатель на оси рельса можно с помощью удлинительной штанги, на нижнем конце кото-

рой имеется Λ -образная вилка, а её вертикальность контролировать по круглому уровню.

Затем, перемещая кран, располагают рейку последовательно на осях 1, 2, 3, ..., $n-1$ и берут отсчёты a_1, a_2, \dots, a_{n-1} , измеряя одновременно расстояния L_1 и Π_1, L_2 и Π_2, \dots, L_{n-1} и Π_{n-1} до экранов-отражателей, устанавливаемых на оси левого и правого рельсов.

Отсчёты a_i дают возможность определить траекторию движения крана относительно так называемой референтной линии OT . Ширина колеи равна сумме расстояний $(L_i + \Pi_i)$ до левого и правого экранов-отражателей. Расстояния от референтной линии OT до осей левого и правого рельсов характеризуют их отклонения от прямолинейности. Так, для левого рельса эти расстояния равны $L_0, (L_1 - a_1), (L_2 + a_2), \dots, L_n$. Для правого рельса они равны $\Pi_0, (\Pi_1 + a_1), (\Pi_2 - a_2), \dots, \Pi_n$.

Вообще говоря, можно в предлагаемом способе исключить операцию определения на полу цеха проекции N нулевого отсчета O по рейке. Теодолит устанавливают в произвольной точке T (рис. 147), например, на мосту нерабочего крана, а рабочий кран перемещают в противоположный конец цеха.

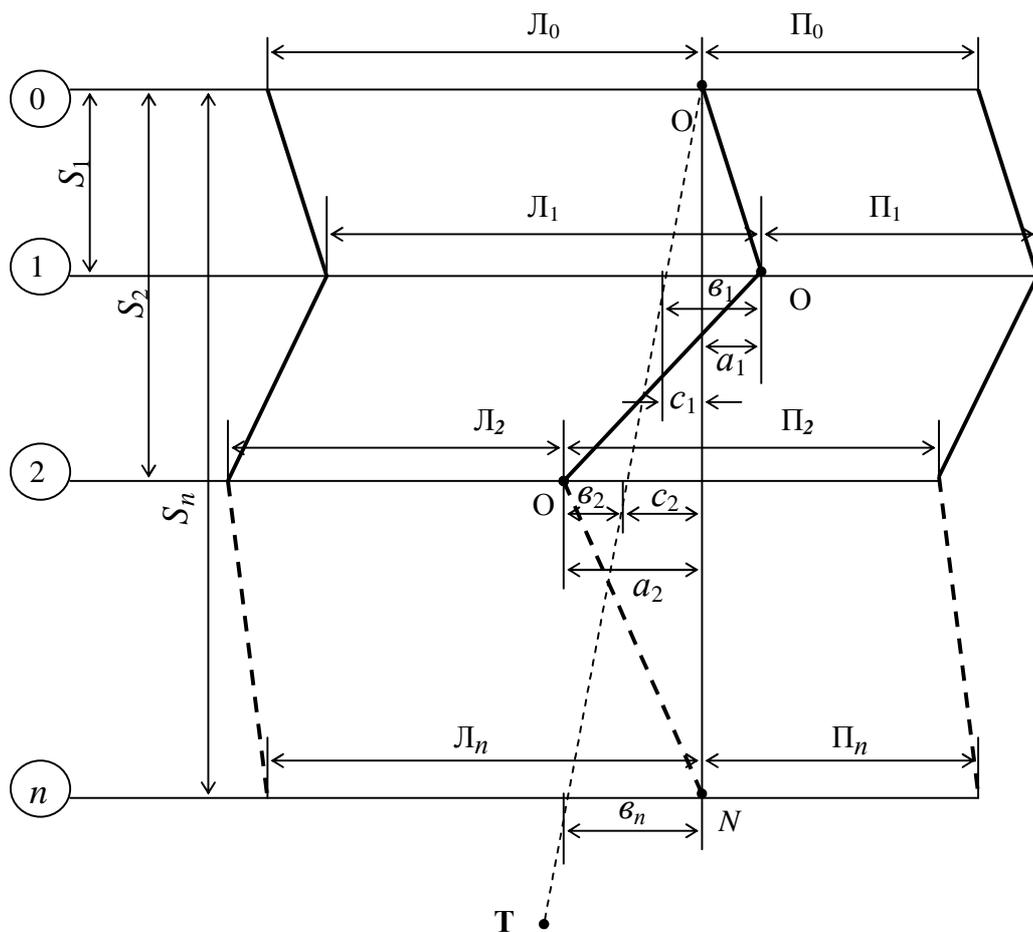


Рис. 147. Схема к определению геометрии кранового пути и траектории движения крана при произвольном расположении референтной линии

Вертикальную нить сетки зрительной трубы теодолита наводят на нулевой отсчёт по рейке O и фиксируют положение зрительной трубы в горизонтальной плоскости. Выполняют описанные выше измерения L_i и Π_i , беря одновременно отсчёты v_1, v_2, \dots, v_n по рейке.

Произвольное расположение референтной линии TO требует определения её ориентирования относительно оси сооружения ON для того, чтобы от отсчётов по рейке v_i перейти к отсчётам a_i . Для этого необходимо в отсчёты v_i ввести поправки c_i . Величины поправок можно вычислить по формуле

$$c_i = v_n S_i / S_n, \quad (170)$$

где S_i – расстояние между начальной и i -й колонной.

В этом выражении вместо отношения расстояний S_i/S_n можно использовать отношение номеров колонн i/n при одинаковом расстоянии между ними. При этом колонны нумеруются начиная с нуля, то есть $0, 1, 2, \dots, n$.

Вычисленные отсчёты $a_1 = v_1 - c_1, a_2 = v_2 + c_2, \dots$ и измеренные расстояния L_i и Π_i дают возможность по изложенной выше методике определить траекторию движения крана относительно референтной линии ON , найти ширину колеи и отклонения от прямолинейности осей левого и правого рельсов.

6.4. Нивелирование подкрановых рельсов

Оно может осуществляться геометрическим, тригонометрическим, гидростатическим, комплексным методами или с использованием ориентированных горизонтальных оптических или лучевых створов, описанных в работе [48].

• **Геометрическое нивелирование** с использованием точного нивелира типа Н-3 является наиболее распространенным на практике. Из всего многообразия возможных схем геометрического нивелирования (рис. 148) наиболее употребительны две из них, представленные на рис. 148в и рис. 148г. Первая схема применяется для труднодоступных путей, когда выход реечников на рельсы исключен. Здесь нивелир устанавливают на одном кране, а реечники перемещаются на другом. Точки K и K' используются как связующие при нивелировании участка с нескольких станций. Для доступных подкрановых путей применяют схему на рис. 148г. Здесь нивелир устанавливают на одной из рельсовых нитей и производят веерообразное нивелирование всех точек контролируемого участка с одной станции.

Обработка результатов нивелирования заключается в определении условных отметок головок рельсов. Для этого точке с минимальным отсчётом по рейке присваивается условная отметка 0 мм. Условные отметки других точек получают как

разность минимального отсчёта и отсчётов по рейке на этих точках. По условным отметкам головок рельсов строят продольные профили для каждой рельсовой нити, а также определяют разности отметок на соседних колоннах и в поперечных сечениях. Результаты определения непрямолинейности рельсов, ширины колеи и нивелирования отражаются на графике планово-высотного положения подкрановых путей (рис. 149).

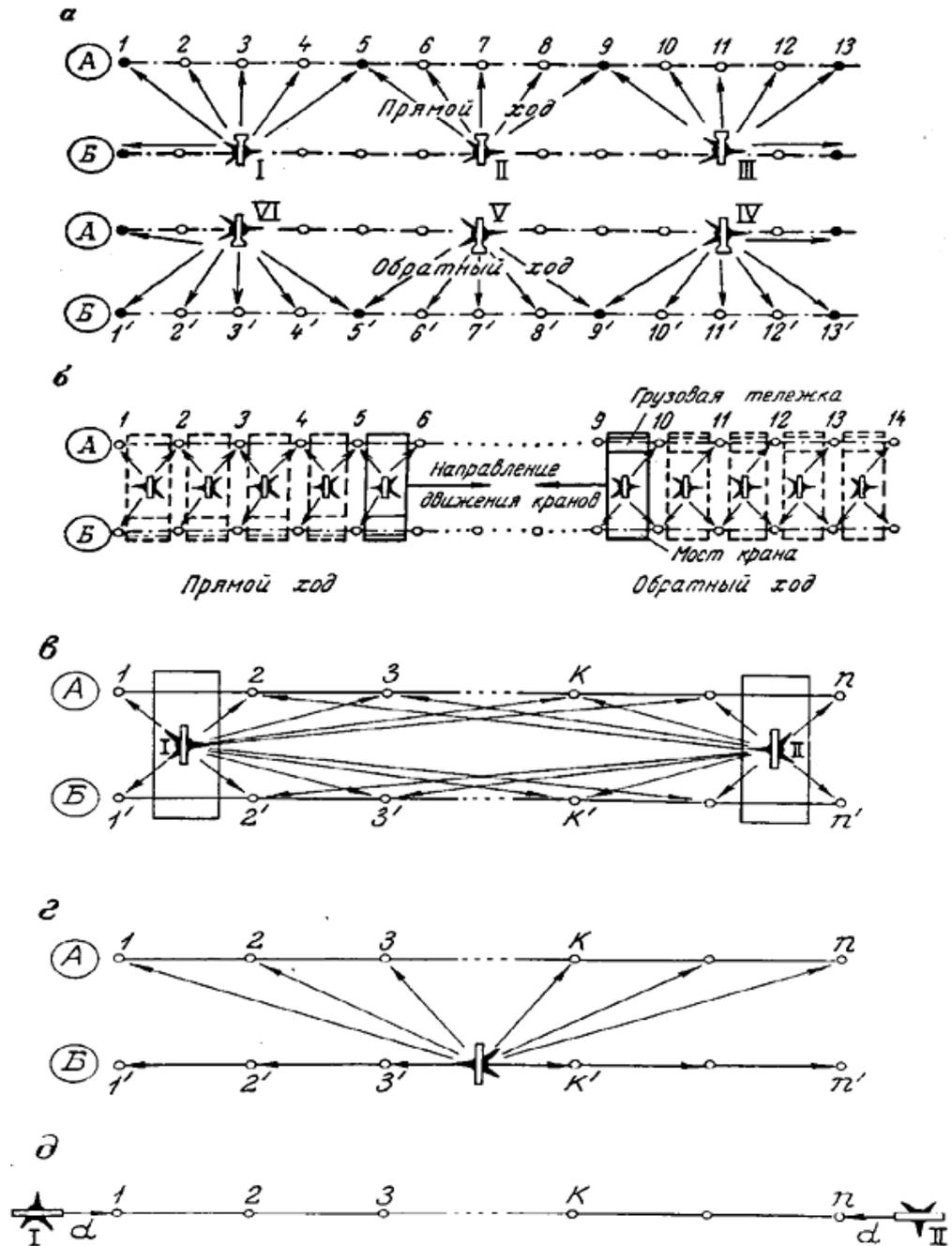


Рис. 148. Схемы геометрического нивелирования подкрановых рельсов

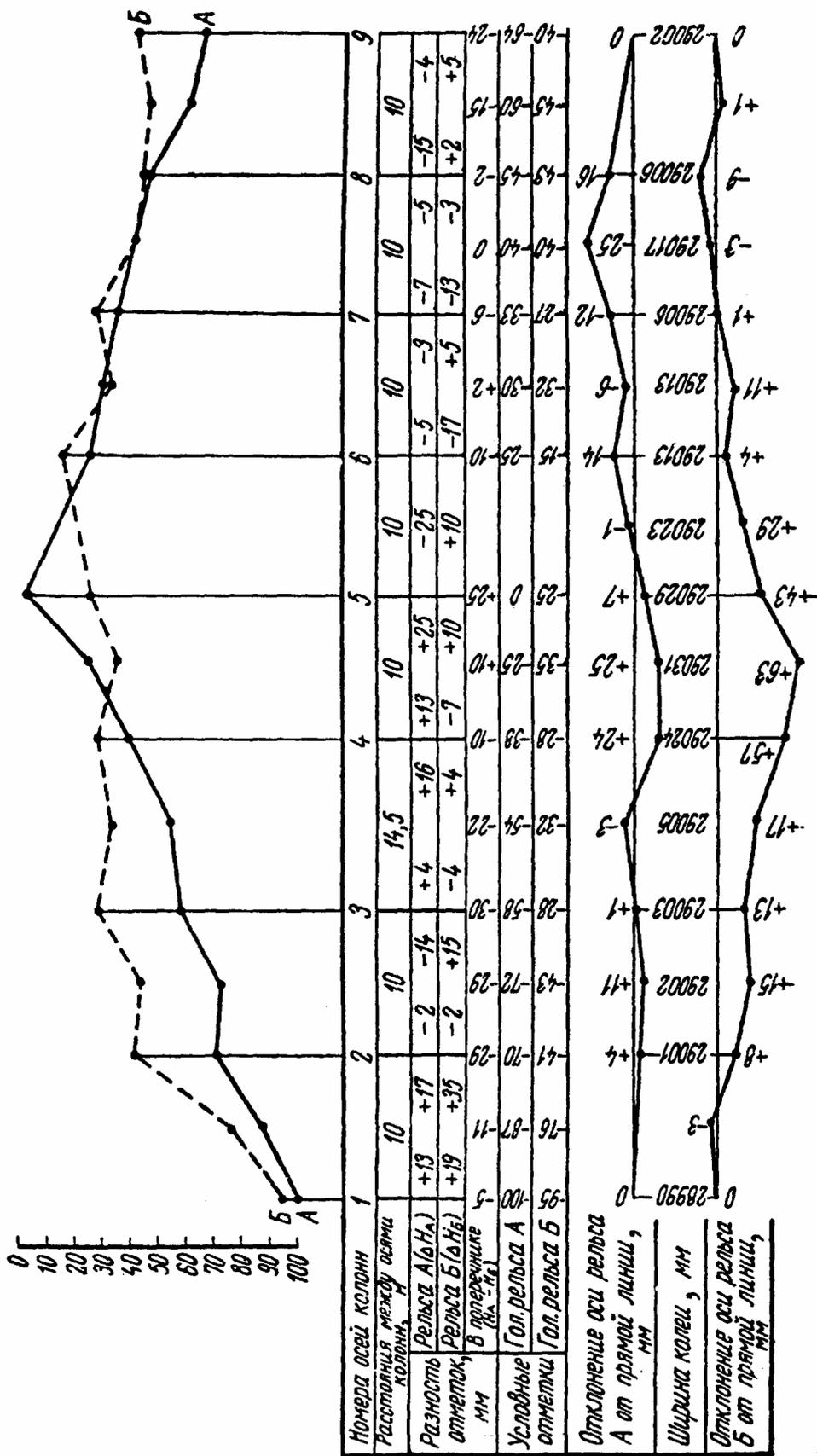


Рис. 149. График планово-высотного положения подкрановых путей

• **Геометрическое нивелирование** с установкой нивелира на полу цеха может осуществляться с помощью рейки, подвешенной к горизонтально установленному на головке рельса бруску.

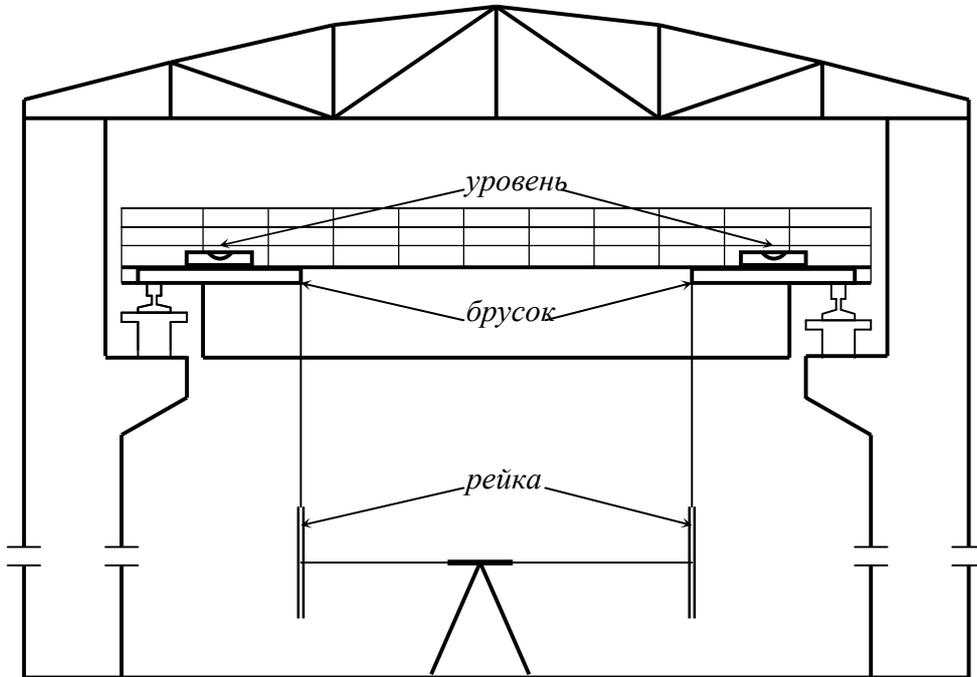


Рис. 150. Схема нивелирования подкрановых рельсов с пола цеха

Вместо рейки можно использовать рулетку с грузом на конце. Основным недостатком этого способа является необходимость использования подвесной рейки (рулетки), что в цехах с большой насыщенностью технологическим оборудованием затруднено или невозможно. Устранить указанный недостаток можно путем использования лазерной рулетки.

• **Нивелирование с использованием лазерной рулетки** может выполняться по нескольким схемам [56]. Эти схемы предусматривают измерение вертикального расстояния между головкой рельса и точкой C , расположенной на полу цеха или на поверхности технологического оборудования (рис. 151). Последующее нивелирование таких точек с привязкой к реперу позволит определить отметки головок рельсов.

Так, схемы на рис. 151а, б предусматривают закрепление лазерной рулетки на одном конце бруска с уровнем. Установив брусок в горизонтальное положение, измеряют вертикальное расстояние h до точки C .

В первом случае (рис. 151а) необходим выход работника на крановый путь.

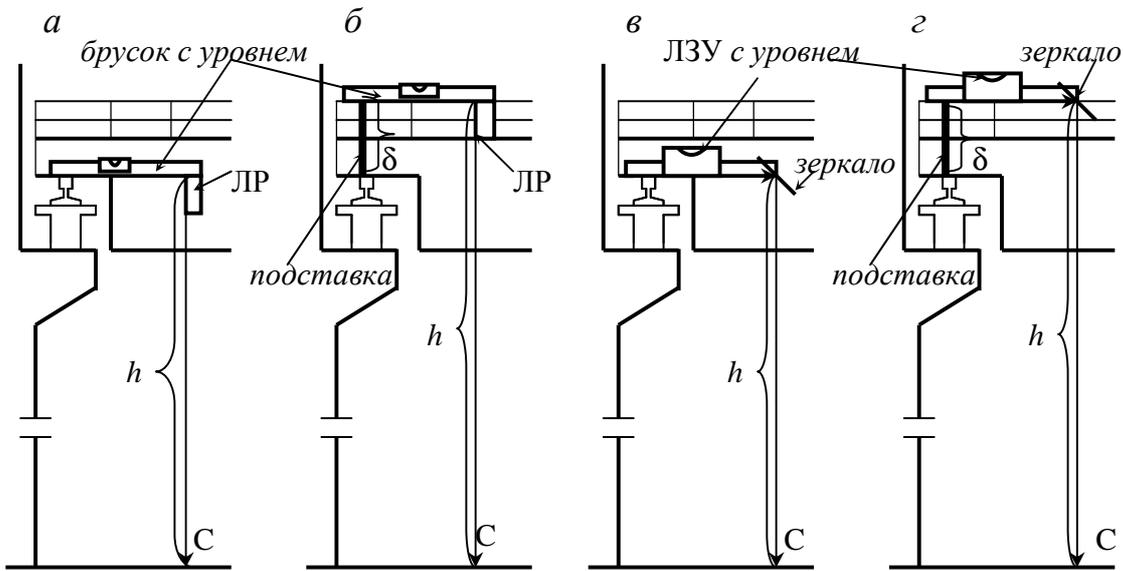


Рис. 151. Схемы нивелирования с помощью лазерной рулетки ЛР (а, б) и лазерно-зеркального устройства ЛЗУ (в, г)

Во втором случае (рис. 151б) измерения можно производить непосредственно с моста крана, вычитая из полученных результатов высоту подставки δ . Эти схемы можно использовать при небольшой длине бруска, позволяющей одновременно наблюдать положение пузырька уровня и манипулировать кнопками лазерной рулетки.

Если условия съёмки требуют значительной длины бруска, то можно воспользоваться лазерно-зеркальным устройством. Здесь (рис. 151в, г) на одном конце бруска закреплено зеркало под углом 45° к направлению лазерного пучка рулетки, установленной на бруске на известном расстоянии от зеркала. Измерения можно производить как с выходом на подкрановый путь (рис. 151в), так и непосредственно с моста крана (рис. 151г). Для определения величины h в первом случае из показаний на дисплее рулетки необходимо вычесть постоянное слагаемое – расстояние между рулеткой и зеркалом. Во втором случае из показаний на дисплее рулетки необходимо вычесть постоянное слагаемое и высоту подставки δ .

• **Тригонометрическое нивелирование** в настоящее время удобнее всего производить с помощью электронного тахеометра с использованием его клавиши SDh или определения прямоугольных координат точек крановых рельсов. Об этом довольно подробно изложено в предыдущих разделах монографии. Основным достоинством применения электронного тахеометра является возможность одновременного производства как планового, так и высотного контроля положения кранового пути.

• **Гидростатическое нивелирование**, имея такие достоинства, как независимость от вибраций и колебаний строительных конструкций, конвекции воздушной среды, возможность одновременного нивелирования нескольких точек, не получило широкого распространения на практике ввиду громоздкости аппаратуры и сложности её настройки.

6.5. Передача отметок по вертикали и дополнительные измерения

При исследовании пространственного положения строительных конструкций промышленных объектов возникает задача передачи геодезических отметок от репера R_p на поверхности на верх колонн, нижний пояс ферм, головки подкрановых рельсов, верхние полки подкрановых балок и др. Обычно для этих целей используется подвешенная рулетка (рис. 152а), по которой необходимо с помощью нивелира взять отсчёты c и d и отсчёты по рейкам a и b на нижнем и верхнем горизонтах передачи. В этом случае отметка H_P точки P , расположенной, например, на нижнем поясе фермы, будет равна:

$$H_P = H_{R_p} + a + cd + b, \quad (171)$$

где H_{R_p} – отметка репера, а $cd = (c - d)$.

Достоинством этого способа является возможность передачи отметки не только на точку P , но и на любую видимую точку на горизонте передачи. Недостаток способа заключается в необходимости подвешивания рулетки, трудности взятия по ней отсчётов вследствие её кручения и в необходимости выполнения работ на нижнем и верхнем горизонтах передачи. Применение лазерной рулетки позволяет значительно упростить и ускорить измерительный процесс.

• **Передача отметок с использованием лазерной рулетки** по схеме на рис. 152б заключается в том, что в точке C устанавливают нивелир с адаптером, на котором на известном расстоянии δ от визирной оси нивелира закреплена лазерная рулетка. Взяв отсчёт a по рейке и измерив с помощью лазерной рулетки вертикальное расстояние h , вычисляют отметку точки P по формуле

$$H_P = H_{R_p} + a + \delta + h. \quad (172)$$

Недостатком этого способа, во-первых, является необходимость наличия специального адаптера, который бы подходил к конкретной марке нивелира и лазерной рулетки. Во-вторых, с места передачи может отсутствовать видимость на исходный репер. Это потребует дополнительной передачи отметки от репера на вспомогательную точку, видимую с точки стояния нивелира. Наконец, применяе-

мый в этом способе метод нивелирования «вперёд» гораздо менее точен по сравнению с обычно используемым методом нивелирования «из середины».

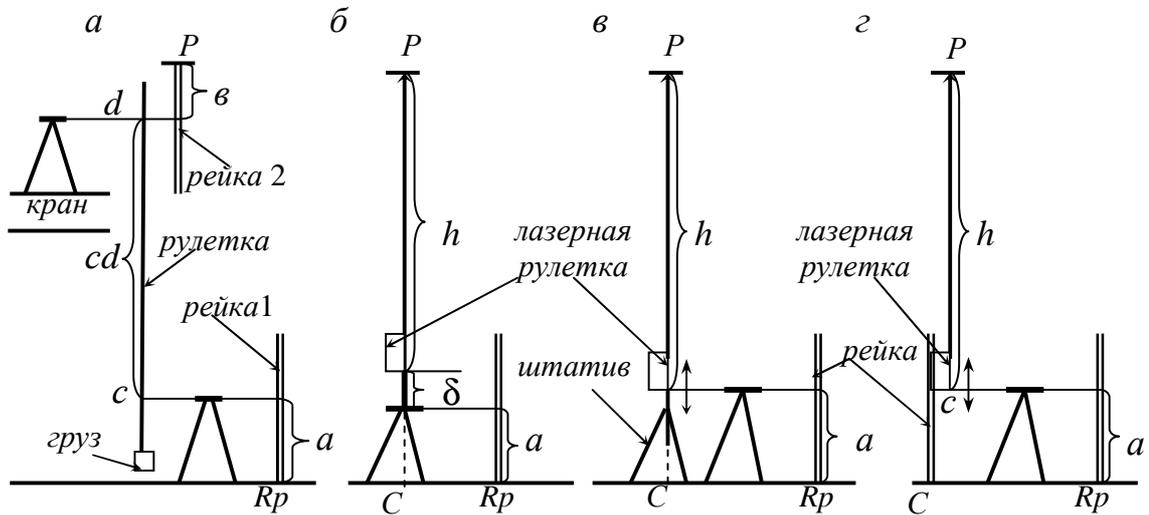


Рис. 152. Схемы передачи отметки: *а* – обычным способом; *б, в, г* – с помощью лазерной рулетки

Для устранения этих недостатков предлагается вместо нивелира с адаптером использовать штатив с выдвигной головкой или обычную рейку. В первом случае (рис. 152*в*) в точке *С* устанавливают штатив, на выдвигной головке которого закреплена лазерная рулетка [56]. Взяв отсчёт *а* по рейке на репере, визируют на лазерную рулетку и, перемещая головку штатива вверх-вниз, устанавливают рулетку на уровне визирного луча нивелира. Измеряют с помощью рулетки вертикальное расстояние *h* и вычисляют отметку точки *P* по формуле

$$H_P = H_{Rp} + a + h. \quad (173)$$

Другой предлагаемый способ (рис. 152*г*) заключается в том, что в точке *С* устанавливают рейку. Взяв отсчёт *а* по рейке на репере и отсчёт *с* по рейке на точке *С*, прикладывают лазерную рулетку к отсчёту *с*, измеряют вертикальное расстояние *h* и вычисляют отметку точки *P* по формуле (173). Во всех перечисленных выше способах вертикальность лазерного луча контролируют по круглому уровню на нивелире, выдвигной головке штатива или на рейке.

По предлагаемой методике можно передать отметку на любую видимую точку *P* сооружения. Вообще говоря, отметка с точки *С* на точку *P* может быть передана путём непосредственного измерения расстояния сверху вниз или снизу вверх между этими точками с помощью лазерной рулетки.

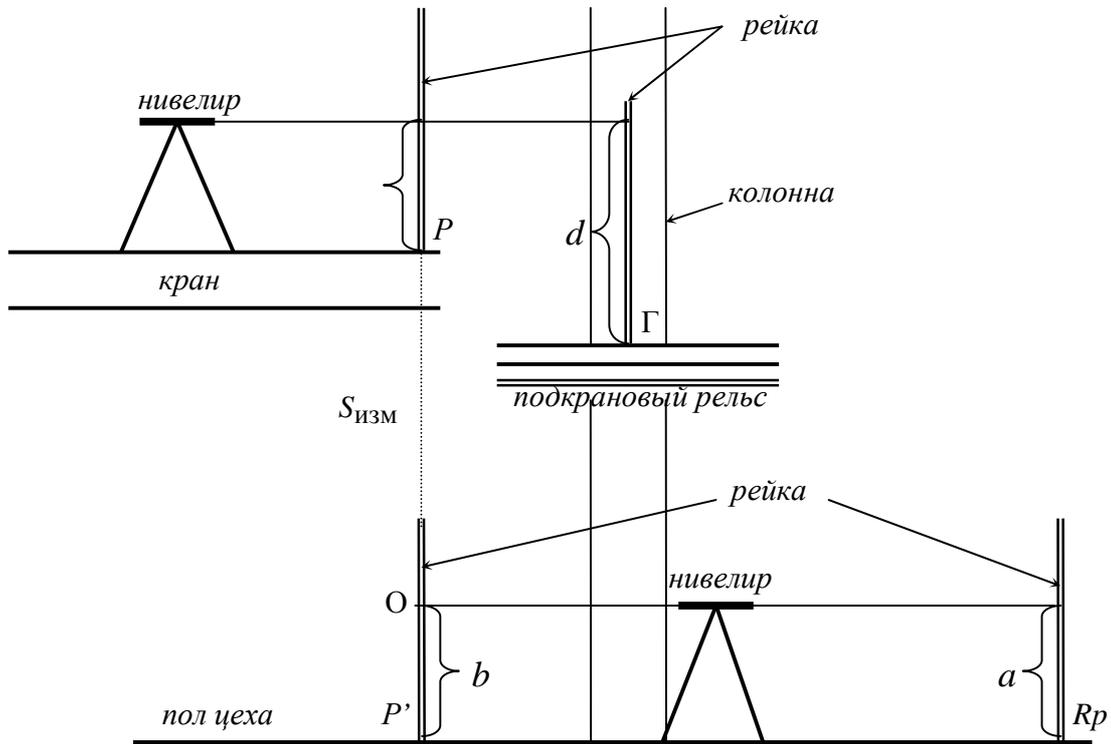


Рис. 153. Схема передачи отметки с помощью нивелира и лазерной рулетки

Так, в одном из корпусов ОАО НАЗ „Сокол” авторами была опробована методика такой передачи отметки от репера R_p на головку рельса Γ кранового пути (рис. 153). Для этого на краю одной из главных балок крана выбиралась точка P , которая с помощью шнурового отвеса была спроектирована на пол цеха (точка P'). Лазерной рулеткой измерили расстояние $PP' = S_{\text{изм}}$. Для контроля измерения производились как сверху вниз, так и снизу вверх. А затем обычным нивелированием отметку от репера R_p передали на головку рельса Γ :

$$H_{\Gamma} = H_{R_p} + a + (S_{\text{изм}} - b) + c - d, \quad (174)$$

где H_{Γ} и H_{R_p} – отметки точки Γ и репера R_p ; a , b , c и d – отсчёты по рейкам.

Также был опробован другой способ передачи отметки по схеме на рис. 152г. Вначале по рейкам брали отсчёты a и b (рис. 153). Затем к рейке, установленной по круглому уровню в точке P' прикладывали к отсчёту b в точке O лазерную рулетку и измеряли расстояние до экрана в точке P , равное в формуле (174) выражению в скобках $(S_{\text{изм}} - b)$. Оба способа дали практически одинаковые результаты, сопоставимые по точности с обычным способом передачи отметки с помощью нивелира и подвешенной рулетки (рис. 152а). Кроме того отметим,

что схемы (рис. 152б, в, г) в некотором видоизмененном виде могут применяться и для передачи отметок сверху вниз (см. рис. 151).

• **Дополнительные измерения** предусматривают: измерение смещения рельса с оси подкрановой балки; измерение расстояния от грани каждой колонны до оси рельса; определение взаимного смещения торцов стыкуемых рельсов в плане и по высоте. Измерения производят, как правило, с помощью линейки с точностью 1 мм.

Кроме того, для составления проекта рихтовки подкрановых путей должны быть измерены расстояния: от наиболее выступающих частей торцов крана до граней колонн или стен (должно быть не менее 60 мм); от самой высокой точки крана до нижнего пояса стропильных ферм или предметов, прикрепленных к ним (должно быть не менее 100 мм).

Проект рихтовки подкрановых путей должен разрабатываться с учётом существующих допусков при их эксплуатации. Так, разность отметок головок подкрановых рельсов в одном поперечном сечении 40 мм, на соседних колоннах 20 мм; сужение или уширение колеи рельсового пути 15 мм; отклонение оси рельсов от прямой линии в плане 20 мм; взаимное смещение торцов стыкуемых рельсов в плане и по высоте 2 мм; зазоры в стыках рельсов при 0°С и длине рельса 12,5 мм не более 6 мм, при 20°С не более 3 мм.

Дополнительные сведения об этих и других встречающихся на практике способах геодезической съёмки подкрановых путей, ходовой части мостовых кранов, недоступных путей, подкрановых балок, о некоторых аспектах автоматизации съёмки и оптимизации положения подкрановых рельсов можно получить из нашей монографии [48].

Глава 7. ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ СООРУЖЕНИЙ

Измерение деформаций методом фотограмметрии (измерительной фотографии) заключается в определении разности координат точек сооружения, найденных по фотоснимкам нулевого цикла и фотоснимкам последующих циклов.

В этом методе наблюдений сооружение маркируют и затем фотографируют через определенный промежуток времени, сохраняя каждый раз местоположение и ориентирование фотокамеры неизменным. Это необходимо для обеспечения постоянного положения фотоснимков в пространстве в момент съёмки. Такое положение определяется так называемыми элементами внутреннего и внешнего ориентирования.

Элементы внутреннего ориентирования (фокусное расстояние f фотокамеры и координаты x_0 , z_0 главной точки O снимка) определяют положение задней узловой точки объектива относительно фотоснимка. Элементы внешнего ориентиро-

вания (линейные: X_S , Y_S , Z_S - координаты центра объектива в принятой геодезической, условной или пространственной фотограмметрической системах координат XYZ ; угловые: углы поворота фотоснимка вокруг осей X , Y и Z) определяют положение фотоснимка относительно принятой пространственной системы координат.

Для фототопографической съёмки сооружений применяют фототеодолиты, измерительные и стереофотограмметрические камеры.

Фототеодолит представляет собой соединение теодолита с фотокамерой. Теодолит необходим для определения положения оптической оси фотокамеры в пространстве и правильной установки плоскости снимка в момент съёмки. Фототеодолиты классифицируются по формату кадра (6x9, 10x15, 13x18, 18x24 см и др.), по углу поля зрения, фокусному расстоянию и другим параметрам. Широкое распространение получили фототеодолиты формата 13x18 см с фокусным расстоянием около 200 мм.

По устройству фототеодолиты делятся на три группы:

1. Фототеодолиты, у которых теодолит скреплен с фотокамерой (приборы типа ТАН, ВИЛЬД).

2. Фототеодолиты, у которых фотокамера может быть зрительной трубой теодолита. Для этого вместо фотопластинки используют специальную кассету с окуляром.

3. Фототеодолиты, состоящие из фотокамеры, к которой придается какой-нибудь серийный теодолит («Геодезия», С-3В, С-5В, ТАН, Photho 19/1318).

Независимо от типа фототеодолита все они имеют уровни для приведения оптической оси фотокамеры в заданное положение.

Для фотосъёмки инженерных сооружений с близких расстояний может применяться универсальная измерительная камера УМК 10/1318 с форматом снимка 13x18 см и фокусным расстоянием 100 мм. Камера снабжена ориентирным устройством, играющим роль теодолита (рис. 154 а).

Точки, с которых производят фотосъёмку сооружения, закрепляют на местности постоянными знаками, обеспечивающими их сохранность на весь период наблюдений. В качестве таких знаков целесообразно использовать специальные монолитные столбы, на которые устанавливается фототеодолит. Этим обеспечивается полная стабильность положения центров проекции (центр объектива) в нулевом и каждом последующем цикле наблюдений.

Малоформатные стереокамеры SMK 5,5/0808/40 и SMK 5,5/0808/ 120 с форматом кадра 8x8 см, фокусным расстоянием 55 мм представляют собой две так называемые спаренные камеры, расположенные на концах фиксированного базиса длиной 40 или 120 см. Они могут применяться для съёмок в диапазоне расстояний соответственно 1,5 – 10 м и 5 – 30 м (рис. 154б, в).

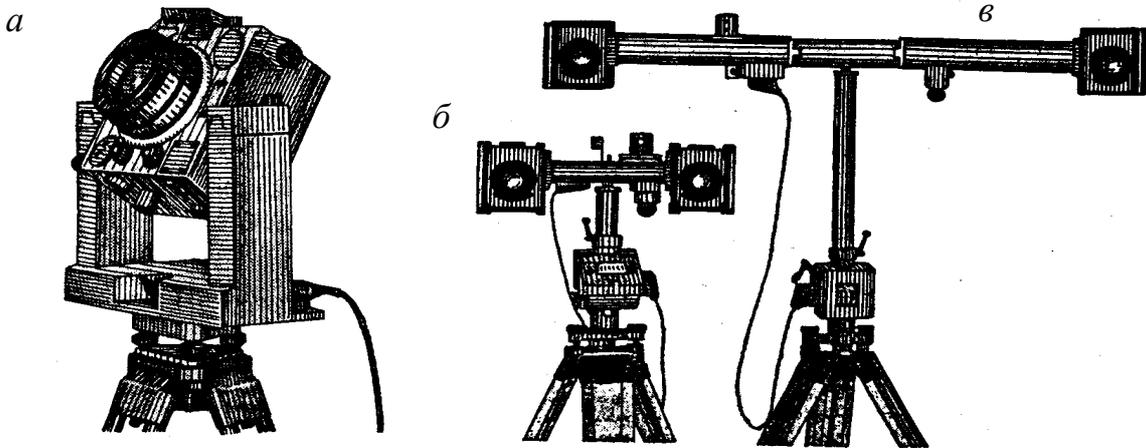


Рис. 154. Внешний вид одиночной камеры UMK 10/1318 (а) и спаренных фотокамер SMK 5,5/0808/40 (б) и SMK 5,5/0808/120 (в)

Перед началом работ сооружение маркируют, то есть на нем закрепляют специальными марками точки, координаты которых будут периодически определяться после каждого цикла. Такие определения осуществляют путем измерения фотоснимков на специальных приборах – стереокомпараторах (соединение стереоскопа и прибора для измерения координат на снимке).

Наиболее удобен маркировочный знак в виде белого квадрата с изображением на нем черного креста с полосами шириной 10 мм. Некоторые из этих марок принимают в дальнейшем в качестве так называемых контрольных точек. Определяют плановые координаты X , Y и отметки Z контрольных точек при нулевом и каждом последующем цикле обычными геодезическими методами (засечки, нивелирование). По координатам этих точек, полученных фотограмметрическим и геодезическим способами, судят о неизменности элементов внешнего ориентирования снимков и, при необходимости, вводят соответствующие поправки.

Различают фотограмметрический (от греческого: *photos* – свет, *gramma* – запись, *metro* – измеряю) и стереофотограмметрический методы определения деформаций. Первый метод предназначен для определения деформаций в одной плоскости, второй – для определения деформаций по любому направлению.

Следует сразу оговориться, что фотограмметрическая обработка снимков потребует квалифицированного исполнителя и знания современных автоматизированных программ такой обработки. В настоящее время для фотограмметрических измерений снимков можно использовать компьютерный стереокомпаратор KSK-4 или одну из цифровых фотограмметрических систем ЦФС, таких, например, как ERDAS, ENVI, PHOTOMOD.

7.1. Фотограмметрический метод

Он заключается в том, что сооружение фотографируют в каждом цикле с одних и тех же изолированных точек **1, 2, ...** (рис. 155а). Такая съёмка носит название съёмки с нулевым базисом.

При съёмке устанавливают плоскость прикладной рамки фототеодолита параллельно основной плоскости исследуемого сооружения. Если координаты x_i и z_i некоторой точки C сооружения в i -м цикле наблюдений отличаются от координат x_0 и z_0 этой точки в нулевом цикле, то боковой сдвиг ΔX_i точки C и её осадку ΔZ_i вычисляют по формулам

$$\Delta X_i = \frac{Y}{f}(x_i - x_0) = \frac{Y}{f}\Delta x_i = M\Delta x_i, \quad \Delta Z_i = \frac{Y}{f}(z_i - z_0) = \frac{Y}{f}\Delta z_i = M\Delta z_i. \quad (175)$$

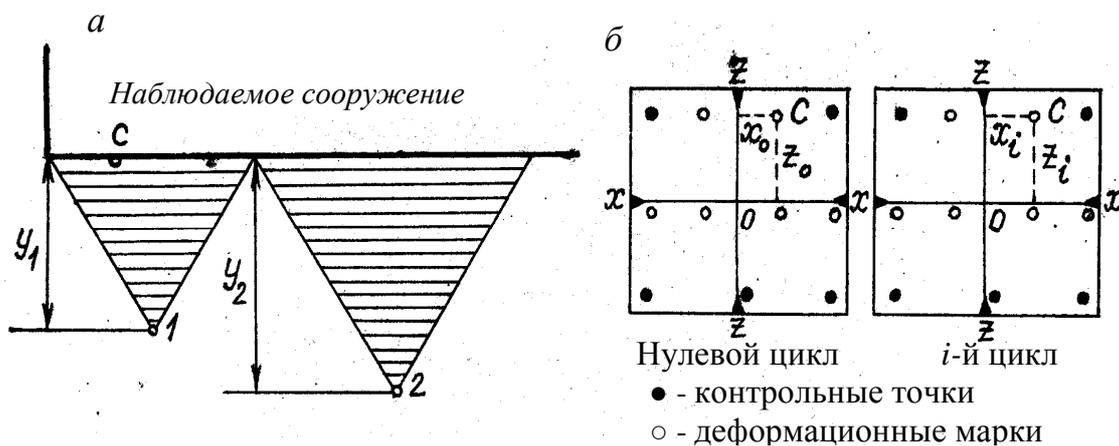


Рис. 155. Схема фотограмметрического метода съёмки (а) и фотоснимки (б)

Отстояние Y фотокамеры от объекта измеряют непосредственно на местности. Зная фокусное расстояние фотокамеры, определяют масштаб M изображения на фотоснимке. Его можно также вычислить как отношение расстояний между контрольными точками в натуре и на фотоснимке. Смещения Δx_i и Δz_i точки C вдоль осей x и z измеряют на стереокомпараторе, закладывая в его левую кассету снимок нулевого цикла, а в правую – снимок текущего цикла.

При правильной организации работ влияние ошибок величин Y и f можно свести к минимуму. Тогда ошибка определения ΔX_i и ΔZ_i не превысит 1–2 мм. При этом оптимальное отстояние Y_{max} фотокамеры не должно превышать величины:

$$Y_{\max} = f \frac{m_{\Delta x, \Delta z}}{\sqrt{2}m_{x,z}}, \quad (176)$$

где $m_{\Delta x, \Delta z}$ и $m_{x,z}$ - соответственно средние квадратические ошибки определения по снимкам смещений и координат.

На практике нередки случаи, когда при съёмке объекта (например, дымовой трубы) с близких расстояний, он не помещается на снимке. В данной ситуации в работе (Куштин В. И. Использование теоремы перспективы при определении прямолинейности деталей сооружений. Геодезия и фотограмметрия: Сб. науч. трудов. – Ростов н/Д: РГАС, – 1996. – С. 85–89) предлагается выполнять фотографирование на несколько снимков: на вертикальный и один или несколько наклонных, причем соседние снимки должны иметь перекрытие. Обработка таких снимков осуществляется с позиций теоремы теории перспективы.

В настоящее время широкое распространение получили цифровые видеоизмерительные устройства на базе использования ПЗС-матриц в сочетании с компьютерной техникой (так называемые неметрические цифровые камеры). Возможны различные технологические схемы применения таких камер в целях выполнения съёмок с близких расстояний (30-100 м) для получения иллюстративного материала при решении топографических, промышленных, внутрицеховых, монтажных задач [38]. При определении деформаций зданий и сооружений съёмка трещин камерой на фоне миллиметровой линейки значительно упрощает работы и обеспечивает высокую эффективность и точность измерений 0,05-0,1 мм. При проведении наземной стереосъёмки для получения обмерных чертежей архитектурных и инженерных объектов неметрические цифровые камеры необходимо калибровать. Для этого можно использовать координаты большого количества замаркированных точек объекта, определенных электронным тахеометром.

Цифровые камеры можно использовать при определении крена высотных сооружений по методике, описанной в работе (Ламбин Н.Е., Соловей П.И. Метод фоторегистрации при определении крена высотных сооружений // Геодезическое обеспечение строительства. – М., 1987. – С. 121–124). Сущность метода состоит в том, что внизу трубы на специальном кронштейне устанавливается фоторегистрирующее устройство. С его помощью на фотоснимках фиксируют положение специальной марки на вершине трубы, вынесенной на соответствующее расстояние. Производя измерения на снимках в каждом цикле наблюдений, определяют величину и направление крена по величине и направлению смещения марки.

7.2. Стереофотограмметрический метод

Он заключается в том, что наблюдаемый объект фотографируется с двух точек стояния (с некоторого базиса B), в результате чего получают пару перекры-

вающихся снимков. Базис фотосъёмки следует располагать по возможности параллельно основной плоскости сооружения. Длину базиса выбирают равной $1/5 - 1/10$ величины отстояния Y , что обычно составляет 3–5 и редко 10 м.

При съёмке оптическая ось фотокамеры может устанавливаться в различное положение относительно горизонтальной плоскости и линии базиса. Различают следующие случаи фотосъёмки:

- *нормальный* (оси левой и правой фотокамер горизонтальны, перпендикулярны базису, а плоскость фотоснимков отвесна);
- *равномерно отклонённый* (оси фотокамер отклонены влево или вправо на один и тот же угол);
- *конвергентный* (оси фотокамер пересекаются под некоторым углом);
- *равномерно наклонный* (оси фотокамер наклонены на один и тот же угол);
- *общий* (положение оптических осей фотокамер произвольно).

Нормальный случай фотосъёмки применяется наиболее часто. Фотосъёмку длинных сооружений производят с нескольких, расположенных в створе изолированных или связанных между собой базисов. В последнем случае при оптимальных параметрах фотосъёмки может быть значительно сокращен объём работ, поскольку правый фотоснимок первой стереопары будет служить левым фотоснимком второй стереопары и т. д. (рис. 156).

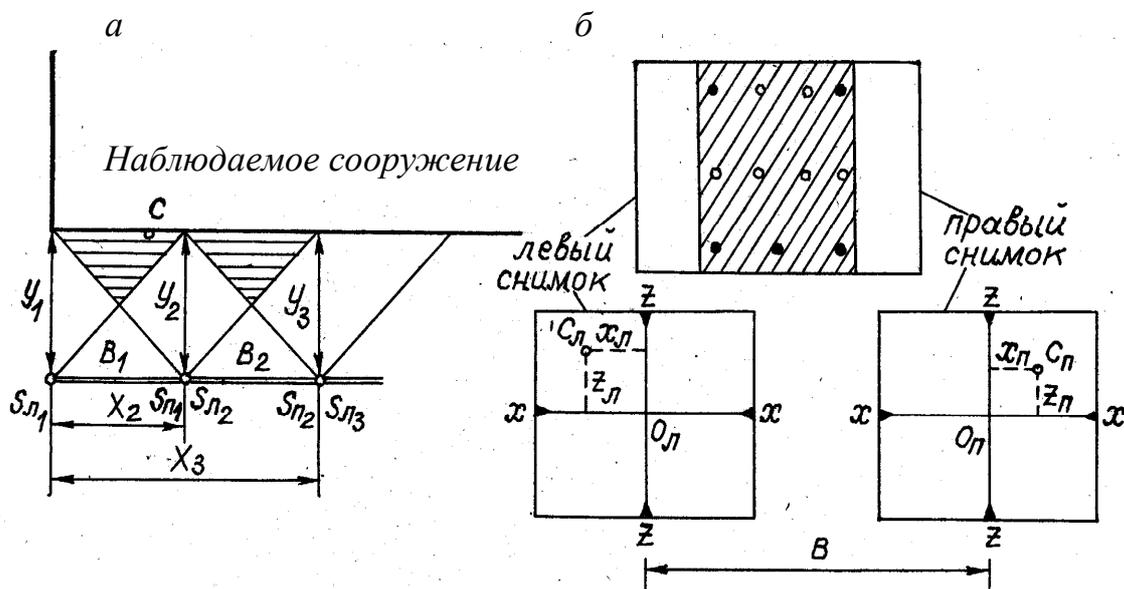


Рис. 156. Схема стереофотограмметрического метода съёмки (а) и стереопары (б)

На сооружении маркируют контрольные точки так, чтобы четыре из них располагались по углам стереопары, а пятая – посередине между нижними точками.

За начало пространственной фотограмметрической системы координат принимают оптический центр $S_{\text{Л}}$ объектива при положении фотокамеры на левой точке базиса. За ось X принимают направление горизонтальной проекции базиса, за ось Y – направление оптической оси фотокамеры в левой точке $S_{\text{Л}}$, а за ось Z – вертикальную линию. В качестве пространственной геодезической системы координат может быть взята система координат сооружения (рис. 156а).

На стереокомпараторе измеряют координаты намеченной точки C сооружения ($x_{\text{Л}}$, $z_{\text{Л}}$ – на левом снимке и $x_{\text{П}}$, $z_{\text{П}}$ – на правом снимке) и горизонтальный параллакс $p = x_{\text{Л}} - x_{\text{П}}$. Зная фокусное расстояние f фотокамеры и горизонтальное проложение базиса B , вычисляют пространственные координаты точки C сооружения по формулам

$$Y = \frac{B}{p} f, \quad X = \frac{B}{p} x_{\text{Л}}, \quad Z = \frac{B}{p} z_{\text{Л}}. \quad (177)$$

Нулевой и последующие циклы наблюдений производят с одних и тех же базисов при строго одинаковом ориентировании фототеодолита. По снимкам нулевого и i -го циклов, полученным с одного и того же базиса, измерив координаты x_0 , z_0 и x_i , z_i точек сооружения, а также горизонтальные параллаксы p_0 и p_i , вычисляют деформации точек:

$$\begin{aligned} \Delta Y_i &= Y_i - Y_0 = Bf \left(\frac{1}{p_i} - \frac{1}{p_0} \right), \\ \Delta X_i &= X_i - X_0 = B \left(\frac{x_i}{p_i} - \frac{x_0}{p_0} \right), \\ \Delta Z_i &= Z_i - Z_0 = B \left(\frac{z_i}{p_i} - \frac{z_0}{p_0} \right). \end{aligned} \quad (178)$$

При условии строгого соблюдения единообразия установки фототеодолита на концах базиса можно определять величины смещений ΔY_i , ΔX_i , ΔZ_i с точностью 2–3 мм. Этого можно достичь, сооружая на концах базиса бетонные столбы со специальными центрами, дающими возможность устанавливать камеру и визирную марку однообразно и с высокой степенью точности. При этом оптимальное соотношение между базисом фотографирования B и отстоянием фотокамеры U от наблюдаемого объекта можно установить по формуле

$$B = Y^2 \frac{m_p}{m_y f}, \quad (179)$$

где m_p – погрешность определения горизонтального параллакса; m_y – погрешность в определении отстояния на местности.

В качестве примера применения фотограмметрии для наблюдения за деформациями строительных сооружений можно привести описанную в работе [94] методику и технику наземной стереосъёмки, применяемой в ФРГ для наблюдений за деформациями сооружений под влиянием горных разработок. Показано, что при обычном методе съёмки точность определения координат точек составляет 5 мм, а за счёт применения уравнивания по связкам может быть доведена до 2 мм. Описан новый метод съёмки зданий, при котором с произвольно выбранных точек, расположенных вокруг здания, производится серия снимков, образующих замкнутое кольцо. Методика съёмки при этом упрощается, а её точность существенно повышается.

В другой работе [94] анализируются возможности применения фотограмметрии применительно к следующим случаям: 1) измерение прогиба стропильных ферм; 2) выявление деформаций путём обработки одиночных стереопар фотоснимков перекрытий, длиной 15 м и 24 м, полученных камерой УМК 10/1318 в масштабе 1:150 и 1:180, обработанных на стереоприборе А-8. Средние квадратические ошибки определений составили 3-4 мм; 3) определение вертикальных деформаций стропильных ферм крыши способом измерения параллаксов по одиночным фотоснимкам, полученным в разное время; 4) измерение «развития» трещин способом проективного преобразования одиночной линии; 5) определение изменений наклона одиночных опор (при обработке фотоснимков масштаба 1:300 средние квадратические ошибки составили 1-3 мм).

О примерах фотограмметрических определений с точностью 1-15 мм размеров, положения, перемещения и деформации различных инженерно-промышленных сооружений: радиотелевизионной мачты высотой 240 м, градирни гиперболоидной формы, подъёмного крана, несущих стен зданий можно прочесть в работе [100].

Отметим также работу [92] в которой рассматривается способ графического представления изменений во времени планового положения башен, вышек, высотных зданий, плотин и геодезических пунктов, основанный на теории анаглифов. Изложена теория построения анаглифических фотоснимков. Приведен пример анаглифической картины, иллюстрирующей смещение точек высотного здания.

В работе [36] приводятся результаты наблюдений за кренами и прогибами высотных сооружений башенного типа с использованием универсальной метрической камеры УМК 10/1318.

Отметим также, что современные фотограмметрические измерительные системы, оборудованные малоформатными цифровыми фотокамерами и ПЗС-датчиками позволяют определять положения точек изображений объектов в малых пространствах с точностью до 0,1 мм [102].

Глава 8. СЪЕМКА ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Подземные коммуникации подразделяются на трубопроводы и кабели. К трубопроводам относятся: водопровод, канализация, газопроводы (высокого, среднего и низкого давления), сети теплоснабжения (водяные и паровые). К кабелям относятся: электросети (силовые электрокабели) и телефонные сети.

В работе [1] достаточно подробно для своего времени описаны: классификация, устройство и проектирование подземных инженерных сетей; геодезическая и топографическая основы их съёмки; приборы для поиска и обследования подземных сетей; съёмка скрытых сетей; картографические работы, исполнительная съёмка и обновление материалов такой съёмки; техника безопасности и охрана труда при съёмке подземных сетей.

В работе [103] излагаются физические основы функционирования кабелеискателей и описывается опыт их применения в ГДР.

8.1. Съёмка коммуникаций, имеющих выводы

К ним относятся колодцы, камеры, коверы, сифоны и др. При этом должны быть сняты геодезическими приемами:

- по водопроводной сети: магистральные трассы, дворовые и распределительные сети, места присоединения и ввода в дома, смотровые колодцы, гидранты, выпуски, водоразборные колонки, места пересечений с другими коммуникациями;
- по канализации и водостоку: магистральные трассы, коллекторы, уличные и дворовые сети, смотровые колодцы, углы поворота напорной канализации, места присоединений, врезки и выпуски, места пересечений с другими коммуникациями.

В состав съёмки входит детальное обследование коммуникаций в колодцах, шурфах, камерах с обмером и составлением эскизов колодцев.

На эскизах указывают: отметку H крышки колодцев; H_1 – отметку головки гидранта; H_2 – отметку дна лотка или верха трубы; размеры a и a_1 по высоте; диаметры b и b_1 колодца; диаметр трубы d .

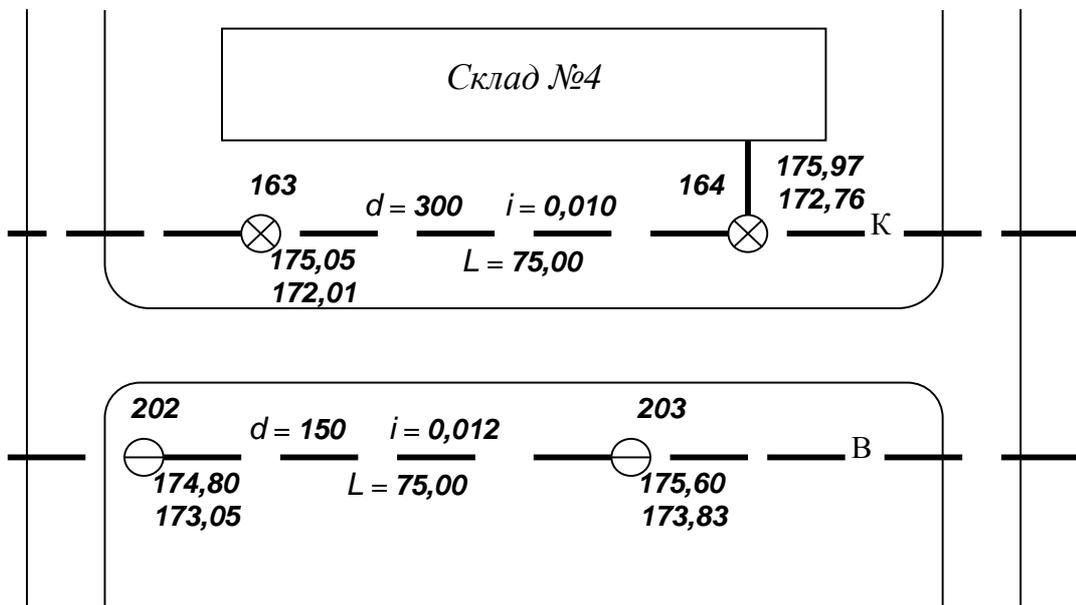
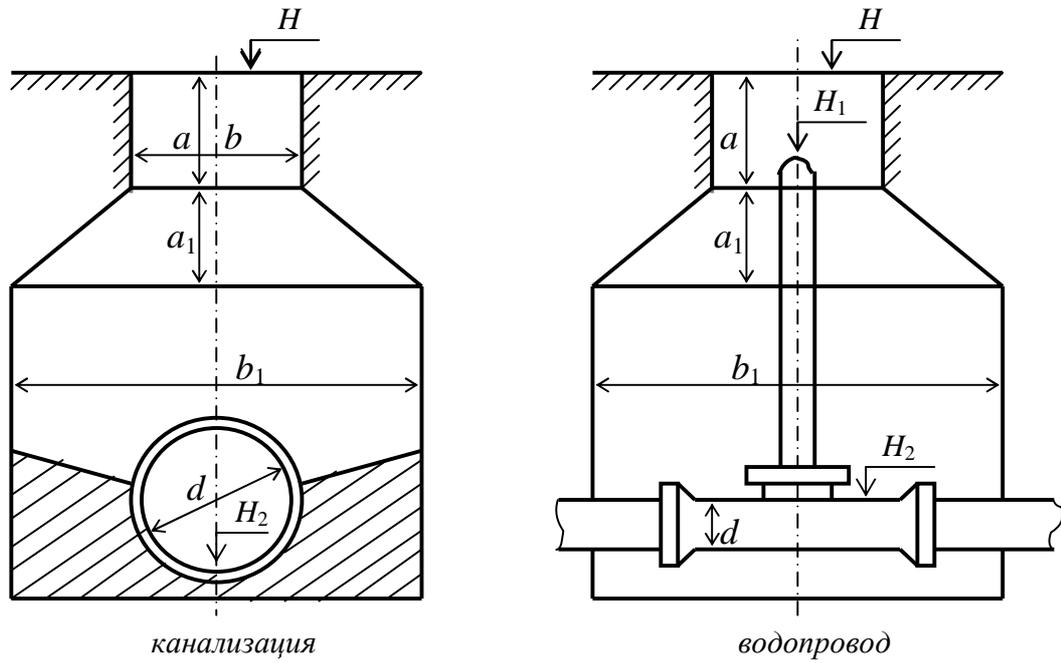


Рис. 157. Эскизы колодцев и фрагмент плана подземных сетей

На плане обследования сети указывают номера колодцев, отметки верха люка и дна лотка, диаметр трубы, уклон и расстояние между смежными колодцами.

Плановое положение подземных коммуникаций определяют относительно пунктов геодезической сети и относительно местных предметов, применяя при съёмке засечки или способы прямоугольных координат, полярных координат и др.

Для измерения внешних диаметров труб, проходящих через смотровые колодцы, предназначены диаметромеры. Схема одного из них представлена на рис. 158а.

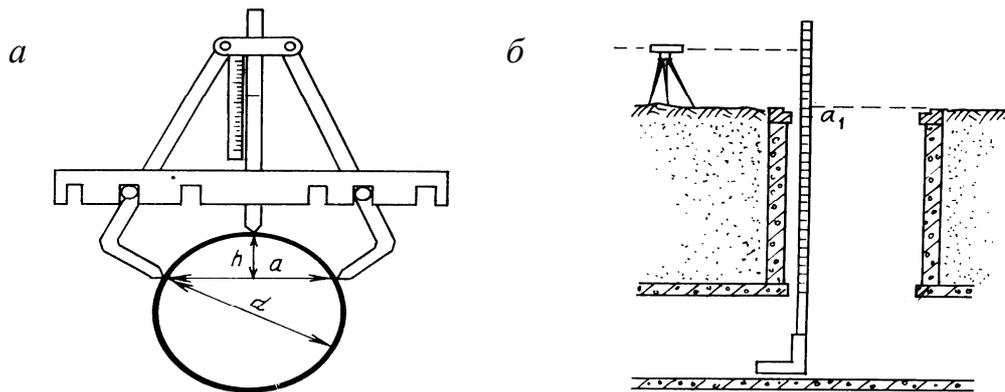


Рис. 158. Схема диаметромера (а) и измерение внутреннего диаметра трубы (б)

По формуле: $d_H = h^2 + \frac{a^2}{4h}$ рассчитана шкала на диаметромере, по которой определяют величину внешнего диаметра трубы в момент касания подвижного штока и щупов с поверхностью трубы.

Если имеется возможность измерить длину K окружности трубы, то её наружный диаметр будет равен: $d_H = 0,3183K$.

Для определения внутреннего диаметра труб опускают в колодец рейку-угольник (рис. 158б). Поставив её на нижнюю точку трубы, берут отсчет a_1 по рейке относительно края кольца или по нивелиру. Затем угольник упирают в верхнюю точку трубы, берут отсчет a_2 и вычисляют внутренний диаметр трубы: $d_B = (a_1 - a_2) + b$, где b – ширина угольника.

Определение планового и высотного положения подземных коммуникаций, имеющих выводы, осуществляется контактным способом с помощью специальных приборов – трубокабелеискателей. Принцип действия таких приборов заключается в следующем (рис. 159).

Генератор Γ подключают к искомой коммуникации (например, трубопровод) и на расстоянии 8-10 м его заземляют по перпендикулярному к ней направлению. По трубе пропускают переменный ток высокой частоты. Вокруг трубы создается магнитное поле Π .

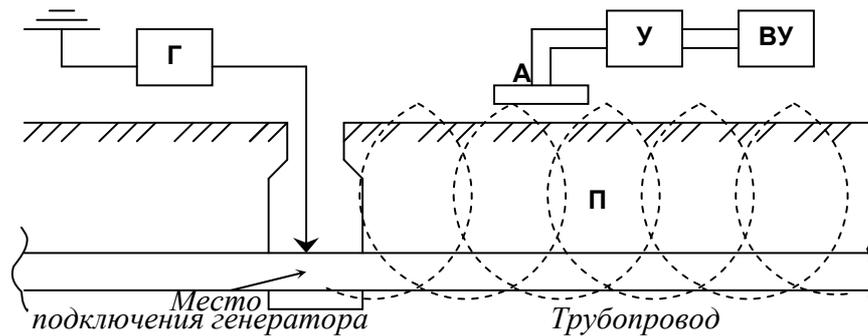


Рис. 159. Принципиальная схема устройства трубокабелеискателя

При внесении в зону магнитного поля ферритовой антенны A , в ней возникает переменная ЭДС. Ток через усилитель $У$ подается на воспроизводящее устройство $ВУ$, в качестве которого могут служить головные телефоны, микроамперметр, шкаловая индикация, цифровое отображение, светодиодный дисплей и др. Разворачивают антенну в горизонтальной плоскости до получения на $ВУ$ минимального сигнала, тогда направление оси антенны укажет на направление подземной коммуникации.



Рис. 160. Приборы поиска подземных коммуникаций

Из последних отечественных разработок следует отметить цифровой моноблочный «Сталкер 75» (рис. 160а), трасопоисковый приемник «Абрис ТМ-5» (рис.

160б). Из зарубежных – новый трассоискатель Vivax vLocPro (рис. 138в) и трассопоисковый приемник SR-60 (рис. 160г).

8.2. Съёмка коммуникаций, не имеющих выводов

Съёмка таких сетей может осуществляться либо с помощью рытья специальных шурфов, либо с помощью бесконтактного способа, когда подключение генератора к трубопроводам и кабелям невозможно или нежелательно. В этом случае генератор заземляется в двух или более точках, создавая тем самым вокруг коммуникации электромагнитное поле. Трубокабелеискатели и высокочувствительные трассоискатели позволяют устанавливать индукционными способами плановое положение и глубину заложения труб и кабелей, расположенных на глубине до 10 м с ошибкой 0,1-0,5 м.

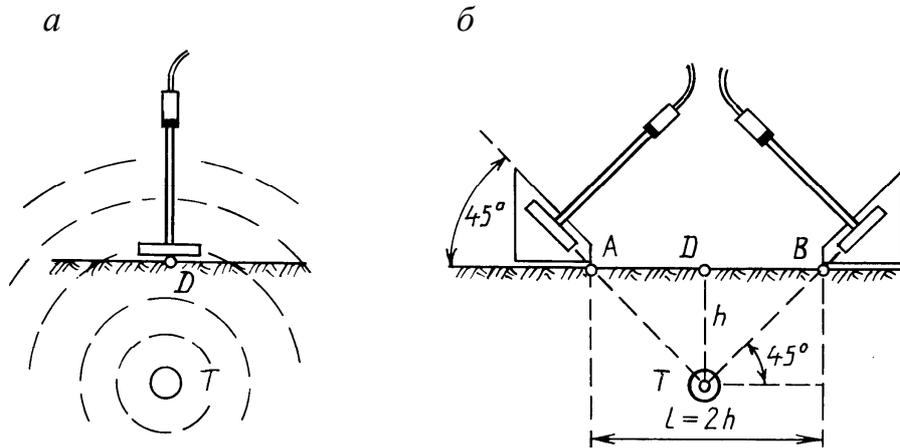


Рис. 161. Схема работы с трубокабелеискателем

Поисковый контур прибора располагают горизонтально в плоскости перпендикулярной к оси подземного объекта (рис. 161а). Поисковый контур будет находиться над объектом в точке D при максимальном сигнале воспроизводящего устройства. Эту точку привязывают промерами к ближайшим местным предметам.

Для определения глубины залегания h объекта (рис. 161б) поисковый контур закрепляют на угольнике под углом 45° к горизонтальной плоскости и перемещают относительно точки D поперек трассы в положение A , при котором сигнал в воспроизводящем устройстве прекращается. Расстояние $AD = h$. Перемещают поисковый контур во второе положение в точке B и измеряют отрезок $AB = 2h$.

При работе с приборами следует соблюдать установленные правила безопасности.

8.3. Съёмка неметаллических подземных коммуникаций

Съёмка коммуникаций, материал труб которых является неэлектропроводящим (асбест-цемент, полиэтилен, хлор-винил и т. п.), осуществляется с помощью либо специальных приборов – георадаров, либо акустического метода, при котором на трубу от генератора звуковых импульсов (типа «Ударник АГ-112», «RSP3») передаются акустические колебания. Такие звуковые импульсы распространяются по трубе, а на поверхности прослушиваются любым приёмником акустических сигналов (точечискатель «ТА12-М», акустический датчик из комплекта «Успех АТГ-210»).

Другой способ заключается в том, что при прокладке неметаллических подземных коммуникаций используют технологию маркировки местоположения трассы специальными сигнальными устройствами – маркерами.



Рис. 162. Локатор (а) и маркеры (б, в) для неметаллических коммуникаций

Глава 9. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ТРЕЩИНАМИ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Наблюдения за трещинами могут производиться различными способами: простейшими измерениями; с помощью маяков (гипсовых, стеклянных, шкаловых, раздвижных металлических, с закладными металлическими частями и др.); с использованием деформометра, щелемера, измерительных скоб, отсчётного микроскопа; дистанционно-оптическим методом.

9.1. Простейшие измерения

Простейшие измерения предусматривают периодическую фиксацию длины трещины при помощи штрихов, наносимых на конструкцию и измерение ширины трещины миллиметровой линейкой, по поперечному масштабу, штангенциркулем и др. Точность таких измерений составляет 0,3-0,5 мм.

Наблюдения за раскрытием температурно-осадочных швов и трещин на вертикальных или горизонтальных поверхностях сооружений можно также производить по схеме на рис. 163. По обе стороны шва или трещины закрепляют три наблюдательных марки A , B и C и измеряют между ними расстояния a , b и c , а также превышения h_{AC} и h_B .

Вычисляют исходные условные координаты и отметку марки C по формулам

$$X_C = \frac{b^2 + c^2 - a^2}{2c}, \quad Y_C = \sqrt{b^2 - X_C^2}, \quad H_C = H_A + h_{AC} = H_A + h_{AB} - h_{BC}. \quad (180)$$

В последующих циклах измеряют расстояния a , b и c , и превышения h_{AC} и h_{BC} и вычисляют условные координаты и отметку марки C по формулам (180). Изменения координат и отметки точки C между циклами наблюдений характеризуют величину и направление подвижки наблюдаемых элементов сооружения.

Если доступ к наблюдаемой конструкции затруднён, то измерения можно осуществлять дистанционно-оптическим или фотографическим способом. Дистанционно-оптический способ предусматривает использование теодолита, у которого

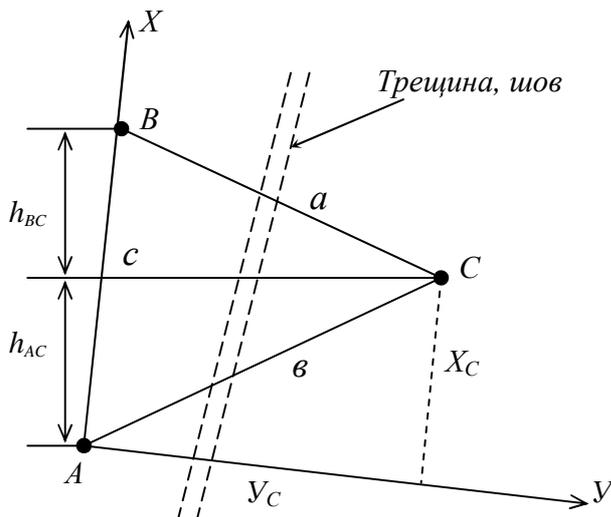


Рис. 163. Схема наблюдения за швами и трещинами на вертикальных или горизонтальных поверхностях сооружений

того сетка нитей заменена окулярной шкалой. В данном случае расстояние AB постоянно и является эталоном. Сравнивая измеренные в делениях шкалы расстояния AC и BC с эталоном, определяют их величину в миллиметрах. При увеличении зрительной трубы теодолита $25\times$ и расстоянии визирования до 15 м точность способа составляет 1–1,5 мм.

Фотографический способ предусматривает фотографирование точек A, B, C с помощью цифровых фотоаппаратов, совместимых с персональным компьютером. Все необходимые измерения производятся на снимке, который масштабируется по эталону AB .

Наконец, условные координаты точек A, B, C могут быть периодически определены с помощью электронного тахеометра.

9.2. Применение маяков

Маяки изготавливают из цемента с примесью песка (для наружных конструкций), алебаstra или гипса (для внутренних конструкций). Средние размеры маяков 150x80x10 мм. На рис. 164а показан один из таких маяков.

На каждую трещину рекомендуется устанавливать два маяка: один в наиболее широком месте, другой у её конца. Перед установкой маяка на конструкции по обе стороны трещины необходимо сделать насечку. На маяке указывают его номер, дату установки, а в журнале отмечают местоположение и ширину трещины.

Осмотр маяков производят через неделю после их установки, а затем периодически по мере развития трещины. Если трещина активна, то на маяке через некоторое время образуется разрыв. Дату его появления фиксируют в журнале, а трещину перекрывают новым маяком, и так до тех пор, пока развитие трещины не прекратится. Такие маяки предназначены, в основном, для фиксации факта активности (или неактивности) наблюдаемой трещины.

- **Пластинчатый раздвижной маяк** (рис. 164б) предназначен для получения количественной характеристики поведения трещины. Он состоит из двух металлических пластинок толщиной 0,5 мм, одну из которых перед установкой на трещину закрашивают красной краской (К). После плотного наложения пластинок друг на друга и закрепления их на разных сторонах трещины, их совместно закрашивают белой краской (Б). Если трещина активна, то на нижней пластинке через некоторое время появятся красные полосы. Их ширину периодически измеряют с помощью циркуля и масштабной линейки по двум направлениям: вдоль и поперёк трещины. Точность способа 0,1 мм.

- **Маяки с металлическими закладными частями** предназначены для определения взаимных смещений сторон трещины в трёх направлениях. Примером может служить маяк игольчатый (рис. 165).

Маяк представляет собой две прямоугольных гипсовых или алебастровых плиток размерами 10x6x2 см. В каждой из плиток закреплены остриями вверх по пять игл, выступающих на 1 мм над поверхностью. Плитки устанавливают на растворе по двум сторонам трещины так, чтобы иглы 1, 2, 3, 4 расположились примерно на одной прямой, а иглы 5, 6, 7, 8 – на другой прямой, параллельной первой.

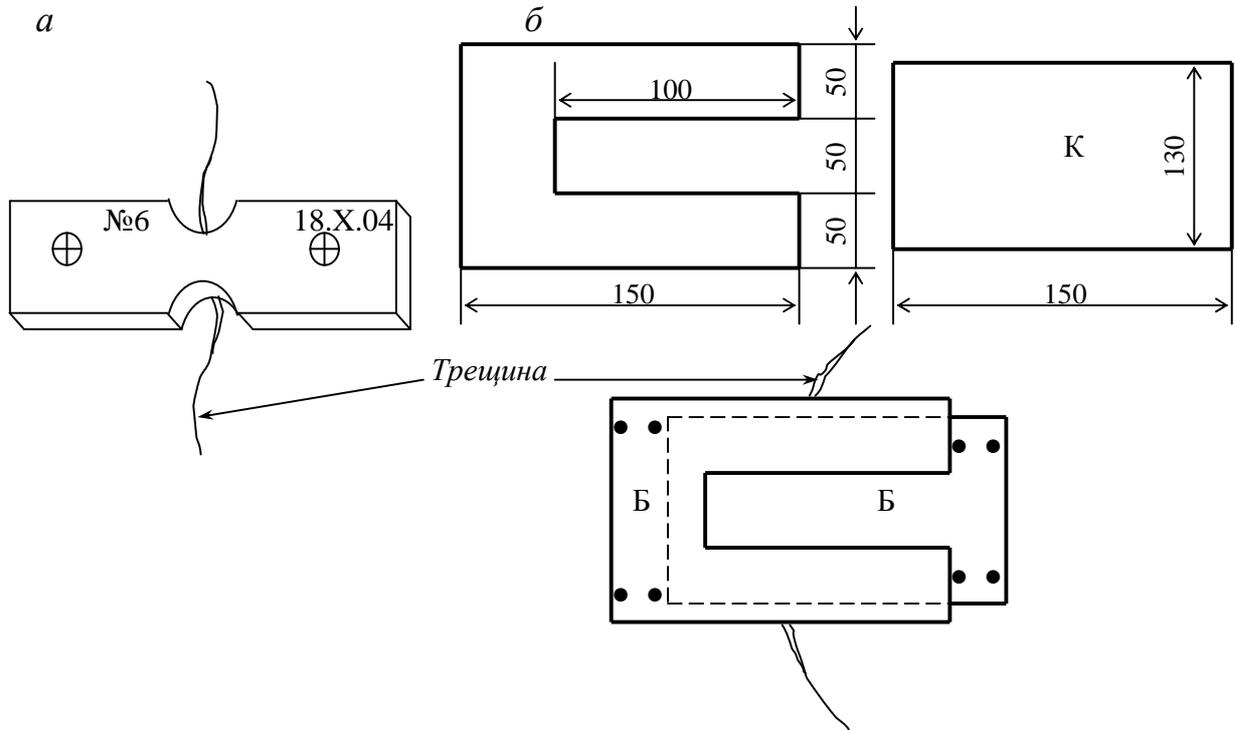


Рис. 164. Маяки: гипсовый (а) и пластинчатый раздвижной (б)

Процесс наблюдения за трещиной заключается в периодическом прикладывании к иглам чистого листа бумаги, прикрепленного к куску фанеры. После надавливания на фанеру на листе остаются наколы, расстояние между которыми измеряют с помощью циркуля и поперечного масштаба. В результате этого могут быть получены:

- приращения ширины трещины между иглами 6–7, 2–3 и 9–10 (смещение по оси x);
- продольное смещение сторон трещины путем засечки игл 3 и 10 с базиса игл 2–9 или путем засечки игл 2 и 9 с базиса 3–10 (смещение по оси z);
- взаимное смещение вертикальных плоскостей (по оси y) путем измерения отклонений наколов игл 5–6 и 7–8 от прямой.

Погрешность измерения приращений ширины трещины данным способом составляет 0,2–0,3 мм.

Результаты наблюдений за трещиной наносят на график хода её раскрытия (рис. 166).

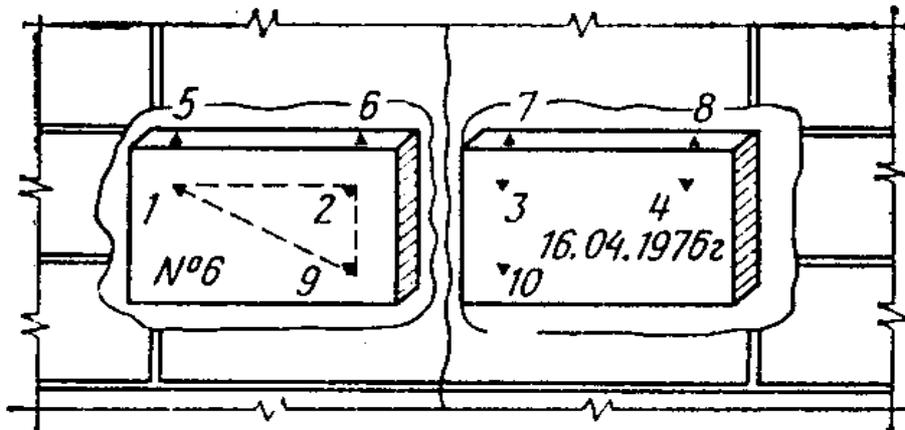


Рис. 165. Маяк игольчатый конструкции Ф.А.Белякова



Рис. 166. График хода раскрытия трещины

9.3. Применение деформометров, щелемеров, отсчётного микроскопа

Эти приборы позволяют определять расстояние между марками на конструкциях с точностью 0,01–0,001 мм.

Заслуживает внимания деформометр Гугенбергера, в комплект которого входит инварная линейка для компарирования прибора, шаблон для идентичной

установки отверстий марок на строго определенном расстоянии друг от друга и набор марок с предохранительными крышками.

Щелемер В.П.Бомбчинского позволяет, кроме расстояния между марками, определять также превышение между ними.

Для массового измерения ширины трещин можно рекомендовать микроскоп МПБ-2, шкала которого позволяет производить измерения трещин шириной до 6,5 мм.

9.4. Применение фотографического способа

Наличие цифровых фотоаппаратов, совместимых с персональным компьютером и программ редактирования фотографических изображений (например, ArchiCAD 11, 12 или др.) позволяет рекомендовать несколько вариантов фотографического способа наблюдений за температурными швами и трещинами несущих конструкций инженерных сооружений [81].

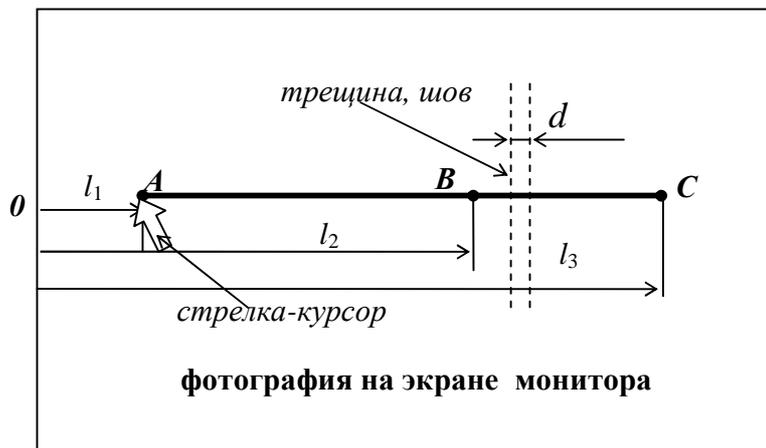


Рис. 167. Схема использования горизонтальной базы AB

Все варианты основаны на фотографировании объекта наблюдений, выводе его изображения на экран монитора, выполнении линейных измерений в некоторых условных единицах с последующим переводом результатов измерений в метрическую систему единиц (миллиметры).

Один из способов, названный способом горизонтальной базы, поясняется рис. 167 и заключается в следующем. По обе стороны температурно-осадочного шва или трещины закрепляют на одной горизонтальной линии три наблюдательных марки A , B и C , где отрезок AB известной длины играет роль вспомогательной базы-эталона, а отрезок BC – рабочая база, величину которой необходимо определять в каждом цикле наблюдений.

Для этого в каждом цикле фотографируют наблюдательные марки, выводят фотографию на экран монитора и, подводя последовательно стрелку-курсор к точкам *A*, *B* и *C*, сразу читают на экране монитора значения расстояний l_1 , l_2 , l_3 в некоторых условных единицах (программа ArchiCAD 11). По результатам измерений вычисляют длину рабочей базы по формуле

$$BC = AB(l_3 - l_2)/(l_2 - l_1), \quad (181)$$

где *BC* – длина рабочей базы, мм; *AB* – длина базы-эталона, мм; $(l_3 - l_2)$ – длина базы *BC* в условных единицах; $(l_2 - l_1)$ – длина базы *AB* в условных единицах.

Сравнивая между собой длины рабочей базы в разных циклах наблюдений, судят об изменениях ширины *d* шва или трещины за период времени между этими циклами.

Т а б л и ц а 33

Результаты моделирования способа горизонтальной базы

Размер снимка, %	l_1	l_2	l_3	$l_3 - l_2$	$AB(l_3 - l_2)$	$l_2 - l_1$	<i>BC</i> , мм
1	2	3	4	5	6	7	8
Одна фотография							
25	288	1965	2678	713	199640	1677	119,0
50	286	1966	2681	715	200200	1680	119,2
75	287	1965	2680	715	200200	1678	119,3
100	288	1966	2679	713	199640	1678	119,0
150	286	1965	2678	712	199360	1679	118,8
200	288	1966	2680	714	199920	1678	119,1
Фотографии с разных точек							
25	908	1788	2161	373	104440	880	118,7
25	1124	1736	1996	260	72800	612	119,0
25	1134	1820	2112	292	81760	686	119,2

Отметим, что измерения расстояний l_1 , l_2 , l_3 можно выполнять при различных увеличениях снимка (от 25% и менее до 200% и более). При этом размер снимка не влияет на величину измеряемых расстояний l_i и значения вычисляемой по формуле (181) длины рабочей базы. Это подтверждается результатами моделирования способа горизонтальной базы при произвольно принятых значениях $AB = 280$ мм, $BC = 119$ мм (см. табл. 33).

Как видно из таблицы, полученные значения рабочей базы при обработке одной фотографии разных размеров находятся в пределах 118,8 – 119,3 мм и в среднем составляют 119,1 мм, отличаясь от истинного значения всего на 0,1 мм. При обработке фотографий, выполненных с разных точек, получаем практически одинаковые результаты 118,7 – 119,2 мм. Средний результат 119,0 мм равен ис-

тинному значению BC . На основании этого можно сделать вывод, что фотографирование точек A , B и C не обязательно выполнять со строго определенной точки, а в обработке могут участвовать снимки любого удобного размера.

Другой способ, названный способом вертикальной базы, поясняется рис. 146. Его сущность заключается в том, что по обе стороны шва или трещины закрепляют три наблюдательных марки A , B и C . При этом отрезок AB располагают вертикально, а точку C закрепляют так, чтобы треугольник ABC был равнобедренным или близким к нему, хотя это условие и не имеет решающего значения.

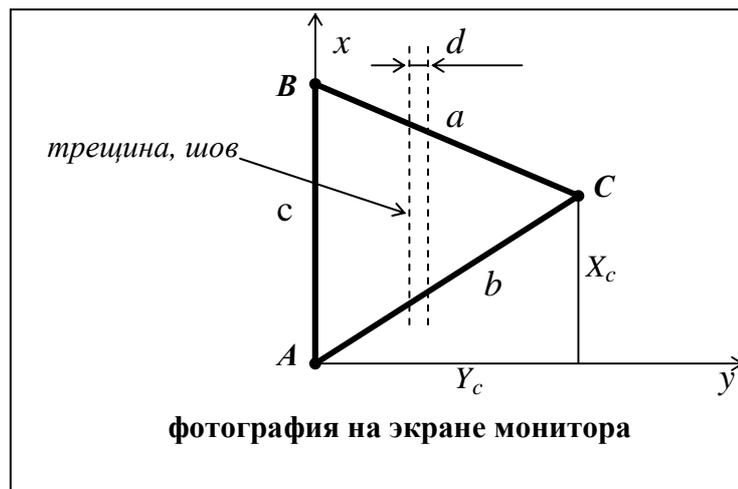


Рис. 168. Схема использования вертикальной базы AB

Измеряют в мм стороны треугольника a , b , c и вычисляют в принятой прямоугольной условной системе xAy исходные координаты точки C по формулам

$$X_c = \frac{b^2 + c^2 - a^2}{2c}, \quad Y_c = \sqrt{b^2 - X_c^2}. \quad (182)$$

Затем в каждом цикле фотографируют наблюдательные марки A , B и C , выводят фотографию на экран монитора и измеряют расстояния a , b , c в некоторых условных единицах (программа ArchiCAD 12). Снимок масштабируют по эталону AB , переводя результаты измерений в метрическую систему единиц (миллиметры) и вычисляют по формулам (182) координаты точки C . Сравнивая эти координаты с первоначальным их значением, судят о горизонтальных и вертикальных смещениях марки C и об изменениях ширины d шва или трещины за период времени между этими циклами.

Одним из достоинств представленной на рис. 168 схемы измерений является то, что даже при отклонении на снимке оси x от вертикали в любом цикле наблюдений, будут получены координаты марки C в той же прямоугольной системе xAy , что и в первоначальном цикле, то есть всегда будем получать во всех циклах соизмеримые между собой величины. Во-вторых, фотографирование в каждом цикле наблюдений можно производить примерно с одного и того же места, а не со строго фиксированной точки.

Точность способа вертикального базы зависит, во-первых, от точности определения эталона AB (рис. 168). Так, например, при $a = 39$ мм, $b = 53$ мм, $c = 42$ мм, $X_c = 36,3$ мм, $Y_c = 38,6$ мм. Предположим, что длина c определена с ошибкой 2 мм ($c = 44$ мм), то $X_c = 36,6$ мм, $Y_c = 38,3$ мм, то есть отличаются от истинного значения на 0,3 мм. При $a = 390$ мм, $b = 530$ мм, $c = 420$ мм, $X_c = 363,3$ мм, $Y_c = 385,9$ мм. Если длина c определена с ошибкой 2 мм ($c = 422$ мм), то $X_c = 363,6$ мм, $Y_c = 385,6$ мм, то есть отличаются от истинного значения на те же 0,3 мм.

В общем виде точность способа вертикальной базы (точность определения координат точки C) зависит от точности измерения сторон треугольника a, b, c . Найдём среднюю квадратическую ошибку m_x координаты X_c точки C , используя формулу (182), в которой a и b являются независимыми переменными, а c – постоянная величина – эталон. Согласно известного из теории ошибок выражения для ошибки функции общего вида имеем:

$$m_x^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial b}\right)^2 m_b^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial a}\right)^2 m_a^2, \quad (183)$$

где выражения в скобках представляют собой частные производные, а m_a и m_b – средние квадратические ошибки измерения a и b .

Примем $m_a = m_b = m$, в результате чего, после соответствующих преобразований, получим:

$$m_x = m \sqrt{\frac{b^2 + a^2}{c^2}}. \quad (184)$$

Если треугольник ABC равносторонний, то при $a = b = c$ формула (184) примет вид:

$$m_x = m\sqrt{2}. \quad (185)$$

Согласно формулы (182), среднюю квадратическую ошибку m_y координаты Y_c точки C найдём по аналогии с m_x (183):

$$m_y^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial b}\right)^2 m_b^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 m_x^2 . \quad (186)$$

Помня, что $m_b = m$, а $m_x = m\sqrt{2}$, после соответствующих преобразований, получим:

$$m_y = m \sqrt{\frac{b^2 + 2X_c^2}{b^2 - X_c^2}} . \quad (187)$$

Если треугольник ABC равносторонний, то в этом случае $X_c = b\sin 30^\circ = b/2$ и формула (187) примет вид, аналогичный формуле (185).

Если в треугольнике ABC произвольной формы сторона AC расположена под углом 45° к оси y , то $X_c = b\sin 45^\circ = b\frac{\sqrt{2}}{2}$ и формула (187) примет вид: $m_y = 2m$.

Если сторона AC расположена под углом 60° к оси y , то $X_c = b\sin 60^\circ = b\frac{\sqrt{3}}{2}$ и формула (187) примет вид: $m_y = m\sqrt{2}$. Как видим, наблюдается тенденция к уменьшению ошибки m_y с уменьшением угла между стороной AC и осью y . Наименьшего значения $m_y = m$ эта ошибка достигает при угле равном 0° , то есть при $X_c = 0$ мм.

Что касается ошибки m_x , то здесь имеет место обратная тенденция к её уменьшению с увеличением угла между стороной AC и осью y . Таким образом, оптимальной формой, обеспечивающей равноточное определение координат точки C с ошибкой, вычисляемой по формуле (185), является равносторонний треугольник ABC .

Следует сказать, что приведенными примерами не исчерпываются возможности фотографического способа наблюдений за трещинами. Так, например, программы ArchiCAD и др. позволяют формировать на снимке любую систему прямоугольных координат, определять в этой системе координаты любой точки, измерять наклонные длины сторон и углы их наклона и др. Всё это может служить основой для разработки других фотографических способов наблюдений за трещинами.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключение следует сказать, что приведёнными в монографии методами не исчерпываются возможности использования ручных безотражательных даль-

номеров, электронных тахеометров, цифровых фотокамер, совместимых с компьютером и др.

Обратим внимание на то, что классическими геодезическими методами можно определять деформации инженерных сооружений, медленно протекающие по времени. Учёт динамических деформаций, которые проявляются в виде колебаний или периодических движений, ставят определенные проблемы перед геодезическим приборостроением. В целом ряде работ по проблемам геодезического мониторинга деформаций инженерных сооружений отмечается, что наблюдения колебаний инженерных сооружений в последние годы стали неотъемлемой частью геодезических измерений. Для регистрации колебаний (башен, мостов, зданий и т. п.) в геодезической практике уже известны примеры использования специальных следящих систем, лазерных интерферометров, электронных уровней, виброметров, тензометров и т.д.

Темпы развития современной науки ставят перед геодезией качественно новые задачи, связанные с модернизацией вышеуказанных методов и средств измерений на основе современных спутниковых и компьютерных технологий. В этом направлении в последние годы геодезическая наука имеет ощутимые успехи. Для исследования деформаций инженерных сооружений разработаны специальные «Геодезические Роботы», для производства долговременных и непрерывных наблюдений применяются телесистемы. Использование цифровой фотограмметрии дает возможность контролировать вибрации любых инженерных объектов. Для ведения мониторинга деформаций инженерных сооружений рассматриваются возможности применения GPS – сетей.

К значительным разработкам относится создание дистанционно управляемого серводвигателями моторизованного тахеометра с автоматическим сопровождением движущейся визирной цели (модели TCA 1800, TCR 302, TDA 5005 фирмы Leica и Elta фирмы Trimble), устройство слежения (Laser Tracker), лазерного сканера, оптического датчика положений и др. Поэтому развитие сенсорики и компьютерной техники налагает на современного инженера-геодезиста обязанность тщательного слежения за появлением на рынке новейших измерительных средств.

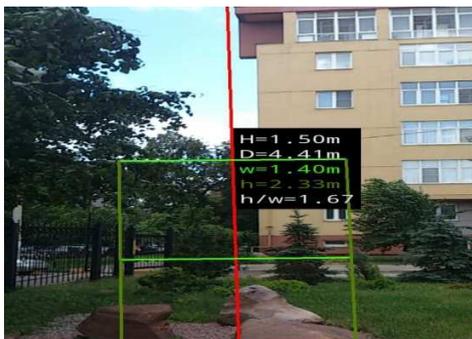


Рис. 169. Программа Plumb-bob

К таким средствам можно отнести, например, программу Plumb-bob. В процессе фотографирования на смартфон, планшет, ноутбук и др. на снимке всегда есть изображение вертикальной линии (рис. 169). Эту линию можно использовать в качестве вертикальной референтной прямой, от которой производить различные измерения.

Особого внимания заслуживает наземное лазерное сканирование (Шеховцова Р. П., Перфильев К. В. Перспективы использования наземных лазерных сканеров в инженерно-геодезическом производстве. Тезисы докл. науч.-пром. форум «Великие реки – 2012». Т. 1. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2012. – С. 166–169)

Наземный лазерный сканер (НЛС) – это съёмочная система, измеряющая с высокой скоростью расстояния от прибора до точек объекта и регистрирующая соответствующие горизонтальные и вертикальные углы с последующим формированием трёхмерного изображения (скана) в виде облака точек.

НЛС состоит из лазерного дальномера, адаптированного для работы с высокой частотой, и блока развёртки лазерного луча. В качестве блока развёртки выступает сервопривод, отклоняющий луч в горизонтальной и вертикальной плоскости на заданную величину с помощью полигонального зеркала или призмы. Результатом работы НЛС является растровое изображение – скан, значения пикселей которого представляют собой элементы вектора, такие как измеренное расстояние, интенсивность отражённого сигнала и RGB-составляющая, характеризующая реальный цвет точки, получаемый с помощью неметрической цифровой камеры.

Другой формой представления результатов НЛС является массив точек лазерных отражений от объекта, находящегося в поле зрения сканера, с пятью характеристиками, а именно пространственными координатами (x, y, z) , интенсивностью и реальным цветом.

В основу работы лазерных дальномеров НЛС положены импульсный и фазовый безотражательные методы измерения расстояний, а также метод прямой угловой развёртки (триангуляционный метод).

Импульсный метод основан на измерении времени прохождения сигнала от приёмо-передающего устройства до объекта и обратно. По скорости распространения электромагнитных волн c определяют расстояние $S = c * \tau / 2$, где τ - время, измеряемое с момента подачи импульса на лазерный диод до момента приёма отражённого сигнала.

Импульсный метод по точности уступает фазовому потому, что фактическая точность каждого измерения зависит не только от формы и длительности зондирующего импульса и отражательных характеристик объекта, но и от оптических свойств атмосферы.

Фазовый метод измерения расстояний основан на определении разности фаз посылаемых и принимаемых модулированных сигналов. В этом случае расстояние вычисляют по формуле $S = \varphi_{2S} * c / (4\pi * f)$, где φ_{2S} - разность фаз между опорным и рабочим сигналом, а f - частота модуляции. Главное преимущество фазового метода – его более высокая точность по сравнению с импульсным.

Все ошибки наземного лазерного сканирования можно разделить на две группы: инструментальные и методические. Инструментальные ошибки обусловлены качеством сборки и юстировки механических, оптических и электронных

частей прибора. Источником методических ошибок могут быть атмосферная рефракция, затухание электромагнитных волн, вибрация прибора, а также размеры, ориентация, цвет, текстура объекта сканирования.

В настоящее время разработкой приборов для трёхмерного лазерного сканирования занимаются такие фирмы, как Leica Geosystems (Швейцария), Trimble (США), Zoller+Frohlich (Германия), Faro Technologies (США), Riegl (Австрия) и др.

Основными характеристиками современных НЛС являются следующие: точность измерения расстояния, горизонтального и вертикального углов; максимальное разрешение сканирования; скорость сканирования; дальность действия лазерного сканера; расходимость лазерного луча; поле зрения сканера; используемые средства получения информации о реальном цвете; класс безопасности используемого лазера; портативность и особенности интерфейса.

Программные продукты, применяемые в технологии лазерного сканирования можно разделить на четыре основные группы.

1. Управляющее программное обеспечение: задание разрешения сканирования, сектора сканирования, режима сканирования, режима работы цифровой камеры; визуализация сканов в режиме реального времени; контроль получаемых результатов; калибровка и тестирование сканера, выявление возможных неисправностей, учёт влияния окружающей среды; объединение сканов; внешнее ориентирование сканов и экспорт результатов сканирования.

2. Программное обеспечение для создания единой точечной модели: объединение сканов; внешнее ориентирование сканов; сегментирование и разряжение точечной модели; визуализация точечной модели; экспорт и печать.

3. Программное обеспечение для построения трёхмерных моделей и двумерных чертежей: создание из массива точек нерегулярной триангуляционной сети (TIN) и NURBS-поверхности; создание модели отсканированного объекта с помощью геометрических примитивов; профилирование; построение чертежей; измерения длин, диаметров, площадей, объёмов и пр.; визуализация построенной модели с помощью изолиний, текстурирования и др.; сравнение построенной модели с проектной; вывод на печать и экспорт результатов данных НЛС.

4. Комплексное программное обеспечение: все функции управляющего программного обеспечения; создание точечной модели; построение трёхмерных моделей и двумерных чертежей.

Примеры программного обеспечения: Leica Cyclone, Real Works Survey, LFM Software, Riegl Riscan PRO, Technodigit 3D Reshaper.

Преимуществами наземного лазерного сканирования являются: высокая степень автоматизации; возможность определения пространственных координат точек объекта в полевых условиях; трёхмерная визуализация в режиме реального времени; высокая точность измерений; обеспечение безопасности исполнителя

при съёмке труднодоступных и опасных районов; высокая производительность НЛС, обеспечивающая экономическую выгоду по сравнению с другими способами; возможность выполнения работ при любых условиях освещения; высокая степень детализации; многоцелевое использование результатов лазерного сканирования.

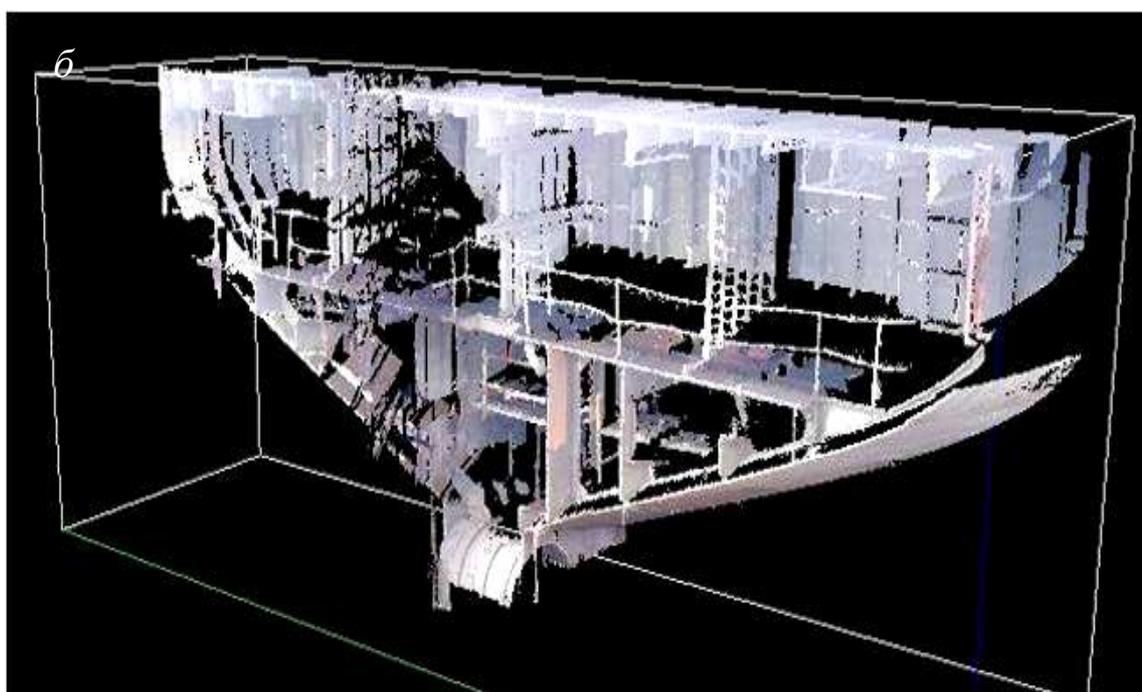


Рис. 170. Наземный лазерный сканер (а) и результаты сканирования (б)

Область применения наземного лазерного сканирования:

- определение деформаций инженерных сооружений в процессе их эксплуатации.
- определение объёмов горных выработок и складов сыпучих материалов; создание цифровых моделей открытых карьеров; маркшейдерское сопровождение буровзрывных работ.
- создание цифровых моделей промысловых и сложных технологических объектов и оборудования нефтегазовой промышленности с целью их реконструкции и мониторинга.
- реставрация архитектурных памятников и сооружений ; создание архитектурных чертежей фасадов зданий.
- разработка мероприятий по предотвращению и ликвидации последствий чрезвычайных ситуаций.
- выполнение топографической съёмки территорий, имеющих высокую степень застройки.
- судостроение и самолётостроение.
- моделирование различного вида тренажёров.
- создание двумерных и трёхмерных геоинформационных систем управления предприятием.

Особый интерес представляет использование наземного лазерного сканирования при экспертизе промышленной безопасности строительных конструкций зданий и сооружений производственных объектов.

Так, например, определение осадок и смещений инженерных сооружений всегда являлось и является одной из важных задач инженерно-строительного дела. Применение для этих целей НЛС поможет сократить не только затраты труда, но и получить бесконтактным способом информацию о большом числе точек сооружения в один физический момент, что имеет значение при определении динамических деформаций.

Крен – наиболее характерный показатель общей деформации сооружений башенного типа: дымовые и вентиляционные трубы, градирни, ректификационные колонны, грануляционные башни, копры над стволами шахт, водонапорные башни, радиотелевизионные антенные опоры, силосные башни и др. НЛС, в отличие от известных методов, позволяет реализовать разработанный на кафедре инженерной геодезии ННГАСУ так называемый «односторонний способ определения крена» с любой точки, с которой видно всё сооружение.

Строительными конструкциями, определяющими устойчивость зданий и сооружений промышленного предприятия, являются стены, колонны, балки, фермы и т. д. Исследование их пространственного положения предусматривает различные виды геодезических измерений, которые с успехом могут выполняться с по-

мощью НЛС, а именно: определение расстояний между фермами покрытия зданий; между колоннами в ряду и пролёте; определение смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн; определение стрелы прогиба конструкций; проверка вертикальности и соосности колонн; привязка геодезических отметок к Государственной высотной системе и др.

Геодезическая съёмка подкрановых путей мостовых кранов с помощью НЛС позволит: определить плановое положение подкрановых рельсов и ширину колеи подкранового пути; произвести нивелирование подкрановых рельсов; измерить смещение рельса с оси подкрановой балки и расстояние от грани колонны до оси рельса и др. без выхода наблюдателя на подкрановый путь.

Наконец, наблюдения за раскрытием температурно-осадочных швов и трещин на вертикальных или горизонтальных поверхностях сооружений можно также производить с помощью НЛС.

В заключение следует сказать, что в настоящее время широкому внедрению в практику инженерно-геодезического производства наземного лазерного сканирования препятствует большая стоимость НЛС.

При разработке новых методик, приборов и систем важное место должно отводиться глубокому изучению природы исследуемого процесса деформации сооружений. Это необходимо для создания достоверной математической модели физических явлений, происходящих в конструкциях сооружений, работающих в условиях постоянных сложных статических и динамических нагрузок.

Наконец, при организации работ по исследованию деформаций инженерных сооружений, необходимо, во-первых, руководствоваться требованиями обеспечения безопасности геодезических измерений. Во-вторых, эти требования должны учитываться при разработке новых методик, приборов, систем, обеспечивающих высокие технологии таких измерений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баран П. И. Съёмка и картографирование подземных инженерных сетей / П. И. Баран, И. П. Совершенный – Киев.: Будівельник, –1980. –136 с.
2. Бикташев М. Д. Башенные сооружения. Геодезический анализ осадки, крена и общей устойчивости положения // Учебное пособие для студентов / М. Д. Бикташев – М. – Изд-во АСВ. – 2006 – 376 с.
3. Большаков В. Д. Справочное руководство по инженерно-геодезическим работам / В. Д. Большаков, Г. П. Левчук, В. Е. Новак и др. – М.: Недра, –1980. – 781 с.
4. Буш В. В. Геодезические работы при строительстве сооружений башенного типа / В. В. Буш, В. В. Калугин, А. И. Саар – М.: Недра, –1985. –216 с.
5. Вагин В.А. Определение крена по результатам геометрического нивелирования / В.А. Вагин, Р. Мшреф // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 1993. –№3. – С. 22–30.
6. Визиров Ю. В. Наклонное проектирование при определении крена высокого сооружения / Ю. В. Визиров // Геодезия и картография. – 2006. – №3. – С. 15–19.
7. Ганьшин В. Н. Геодезические работы при реконструкции промышленных предприятий / В. Н. Ганьшин, Б. И. Коськов, И. М. Репалов– М.: Недра, –1990. – 149 с.
8. Гельман Р. Н. О стереофотосъёмке фасада здания / Р. Н. Гельман, А. В. Никитин // Геодезия и картография. – 2008. – №1. – С. 29–33.
9. Зайцев А. К. Геодезические методы исследования деформаций сооружений / А. К. Зайцев, С. В. Марфенко, Д. Ш. Михелев М.: Недра, –1991. –272 с.
10. Ключин Е. Б. Инженерная геодезия : Учебник для студентов вузов – 5. испр. изд. / Е. Б., Ключин, М. И. Киселев, Д. Ш. Михелев, В. Д. Фельдман – М. : Академия, –2006. – 480 с.
11. Лященко Ю.К. Исследование точности последовательных фотограмметрических створов // Инж. геодезия, –1984, –№27, –С. 65–68.
12. Мамонов В. Н. О геодезическом контроле пространственного положения высотных ретрансляционных сооружений / В. Н. Мамонов // Сборник трудов аспирантов и магистрантов. Технические науки. – Н. Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –2007. – С. 197–200.
13. Мамонов В. Н. Некоторые результаты моделирования способа определения крена сооружений башенного типа треугольной формы / В. Н. Мамонов // «Промышленная безопасность-2008». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –2008. –С. 117–127.

14. Марфенко С. В. Геодезические работы по наблюдению за деформациями сооружений: учебное пособие / С. В. Марфенко—М.: Изд-во МГУГиК.—2004, — 35 с.

15. Мовсесян Р. А. Новые приборы и методы для автоматизации измерений осадок сооружений / Р. А. Мовсесян, И. А. Таплашвили // Пробл. Астрон. и геод.: Тр. 6-го Съезда Всес. Астрон.-геод. о-ва, Ереван, — 1975. Геод.,—М.,—1979, — С. 88–89.

16. Мониц В. Ю. Метод спутниковой геодезии для определения размера колеи направляющих кранового пути. Безопас. труда в пром-сти / В. Ю. Мониц — 2001. —№ 1. —с.46–48.

17. Найденов Д. А. Общность способов определения кренов башенных сооружений геодезическими методами /Д. А. Найденов «Геод. обеспечение стр-ва». —М., —1987, — С. 114–120.

18. Пальшин Н. Н. Искатель подземных коммуникаций (ИК-50) / Н. Н. Пальшин, В. И. Юрлов //Инф. сб. ЦНИИГАиК. —2002. — № 1. — С.24–25.

19. Пимшин Ю. И. О принципах формирования и средствах реализации референтных прямых / Ю. И. Пимшин, Х. К. Ямбаев // Изв.вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. — 1994. —№ 6. — С. 3–10.

20. Пискунов М. Е. Методика геодезических наблюдений за деформациями сооружений / М. Е. Пискунов — М.: Недра, —1980, —248 с.

21. Раскаткин Ю. Н. О новом методе определения крена колонн / Ю. Н. Раскаткин Сб. трудов аспирантов и магистрантов. / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. — Н.Новгород, — 2004, — С. 220–223.

22. Раскаткин Ю. Н. Лазерно-зеркальный способ контроля вертикальности колонн / Ю. Н. Раскаткин // «Промышленная безопасность—2012». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. —2012. — С. 186–191.

23. Раскаткин Ю. Н. О точности одностороннего координатного способа определения крена высоких сооружений башенного типа круглой формы /Ю. Н. Раскаткин Сб. трудов аспирантов, магистрантов и соискателей. Том 2. / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. — Н.Новгород, — 2012, — С. 237–240.

24. Раскаткин Ю. Н. Контроль пространственного положения путей мостового крана с помощью электронного тахеометра и его клавиши SDh / Ю. Н. Раскаткин Сб. трудов аспирантов и магистрантов. / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. — Н.Новгород, 2013, — С. 217–221.

25. Раскаткин Ю. Н. Определение недоступного расстояния электронным тахеометром с использованием клавиши SDh / Ю. Н. Раскаткин // «Промышленная безопасность—2013». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. —2013. — С. 151–155.

26. Раскаткин Ю. Н. Использование клавиши SDh и ОНР электронного тахеометра при определении деформаций инженерных сооружений / Ю. Н. Раскат-

кин. Тезисы докл. науч.-пром. форум «Великие реки – 2013», Т.1. – Н.Новгород: ННГАСУ, – 2013. – С. 171–174.

27. Раскаткин Ю. Н. О методике и точности определения постоянной слагаемой лазерно-зеркального устройства / Ю. Н. Раскаткин, М. Е. Цыганов Сб. трудов аспирантов и магистрантов. / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н.Новгород, – 2013, – С. 212–217.

28. ПБ 03-246-98. Правила проведения экспертизы промышленной безопасности. Госгортехнадзор России. НТЦ «Промышленная безопасность». –М., 1999. –16 с.

29. ПБ 03-246-98. Правила проведения экспертизы промышленной безопасности. Госгортехнадзор России. НТЦ «Промышленная безопасность». –М., 1999. –16 с.

30. РД 11-126-96. Методические рекомендации по организации и осуществлению контроля за обеспечением безопасной эксплуатации зданий и сооружений на подконтрольных металлургических и коксохимических производствах. Безопасность труда в промышленности. –М., –1997, –№5. С.45–49.

31. РД-22-01-97. Требования к проведению оценки безопасности эксплуатации производственных зданий и сооружений поднадзорных промышленных производств и объектов (обследование строительных конструкций специализированными организациями). ЦНИИПРОЕКТ-СТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ им. Мельникова. –М., –1997. –23 с.

32. РД 10-138-97. Комплексное обследование крановых путей грузоподъемных машин. –М., –1997. –38 с.

33. Савиных В. П. Геодезия: Геодезические и фотограмметрические приборы: Справ. пособие / Савиных В. П., Яценко В. Р. и др. – М.: Недра, –1991. – 429 с.

34. Соустин В. Н. Передача отметок безотражательным дальномером и нивелиром / В. Н. Соустин // Геод. и картогр. –2001. –№ 5. –с.15–18.

35. Соустин В. Н. Использование электронного тахеометра при выверке вертикальности колонн / В. Н. Соустин, Ю. Б. Бызов, Е. П. Нагибин // Геод. и картогр.– 2006.– № 1. – С. 41-44.

36. Стебнев В. И. Использование УМК 10/1318 для определения кренов и прогибов высотных сооружений башенного типа / В. И. Стебнев // Тр. Казан. гор. астрон. обсерв. – 1989. – №52. – С. 133–139.

37. Уставич Г. А. Определение крена сооружений башенного типа GPS-приемниками и тахеометрами / Г. А. Уставич // Геодезия и картография. – 2003. – №9. – С. 15–18.

38. Уставич Г. А. О применении неметрических цифровых камер для инженерно-геодезических измерений / Г. А. Уставич, Я. Г. Пошивайло // Геодезия и картография. – 2005. – №8. – С. 19–24.

39. Федоров А. И. Методика и предрасчёт точности измерений при профилировании подкрановых рельсовых путей станцией "Профиль ПРП" / А. И. Федоров // Маркшейдерия и недропольз. – 2003. – № 4. – С. 57–58.
40. Шеховцов Г. А. О точности геодезических наблюдений за осадками сооружений / Г. А. Шеховцов // Промышленное строительство. –1973, –№10. –С. 46.
41. Шеховцов Г. А. Ступенчатый способ вертикального проектирования / Г. А. Шеховцов // Промышленное строительство. –1974, –№1. – С. 43–44.
42. Шеховцов Г. А. Выбор способа вертикального проектирования / Г. А. Шеховцов // Геодезия, картография и аэрофотосъёмка. –1975, вып. 21. – С. 74–76.
43. Шеховцов Г. А. О точности геодезических наблюдений за деформациями сооружений / Г. А. Шеховцов // Геодезия, картография и аэрофотосъёмка. – 1975, вып. 22. – С. 88–93;
44. Шеховцов Г. А. О необходимой точности геодезических наблюдений за деформациями сооружений / Г. А. Шеховцов // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 1976. –№ 1. – С. 25–30.
45. Шеховцов Г. А. Об оценке точности определения крена высоких сооружений / Г. А. Шеховцов, Б. А. Ильин // Промышленное строительство. –1983, – №2.– С. 27–28.
46. Шеховцов Г. А. Из опыта контроля положения рельсов подкрановых путей / Г. А. Шеховцов, Ф. Г. Кочетов // Промышленное строительство. –1989, –№ 10.– С.18–22.
47. Шеховцов Г. А. Оценка точности положения геодезических пунктов: монография / Г. А. Шеховцов – М., «Недра», –1992, –255с.
48. Шеховцов Г.А. Современные методы геодезического контроля ходовой части и путей мостовых кранов: монография / Г. А. Шеховцов. –Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –1999, –164 с.
49. Шеховцов Г. А. Методические указания по производству специальных геодезических работ на промышленном предприятии: монография / Г. А. Шеховцов. – Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2002, – 36 с.
50. Шеховцов Г. А. Геодезические методы исследования пространственного положения строительных конструкций зданий и сооружений промышленного предприятия / Г. А. Шеховцов // «Промышленная безопасность–2004». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. –2004. – С. 68–74.
51. Шеховцов Г. А. Новый лазерно-зеркальный способ исследования пространственного положения строительных конструкций зданий и сооружений / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова // «Промышленная безопасность–2006». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. –2006. – С. 57–61.
52. Шеховцов Г. А. Об использовании референтной прямой при геодезическом контроле соосности колонн зданий и сооружений промышленного предпри-

ятия / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, Д. А. Евсеев // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 2006. – №3. – С. 9–13.

53. Шеховцов Г. А. О непосредственных и дистанционных определениях геометрических параметров пространственного положения строительных конструкций / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, Д. А. Евсеев // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 2007. – №3. – С. 70–76.

54. Шеховцов Г. А. Графические способы определения крена и скручивания сооружений башенного типа треугольной формы / Г. А. Шеховцов, В. Н. Мамонов // Межвузовский. научно-методический сб. – Саратов: СГТУ. – 2007. – С. 198–201.

55. Шеховцов Г. А. Об одновременном дистанционном определении геометрии кранового пути и траектории движения мостового крана / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова // Межвузовский. научно-методический сб. – Саратов: СГТУ. – 2007. – С. 202–206.

56. Шеховцов Г. А. Передача отметок с использованием лазерной рулетки / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова // «Промышленная безопасность–2007». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. – 2007. – С. 59–63.

57. Шеховцов Г. А. Варианты использования лазерной рулетки при экспертизе зданий и сооружений / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, И. И. Акрицкая // «Промышленная безопасность–2007». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2007. – С. 52–58.

58. Шеховцов Г. А. Совершенствование геодезических способов исследования пространственного положения строительных конструкций зданий и сооружений промышленного предприятия / Г. А. Шеховцов // Приволжский научный журнал, – 2007, – №2. – С. 28–33.

59. Шеховцов Г. А. Геодезические работы при экспертизе промышленной безопасности зданий и сооружений: монография / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова. – Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2008, – 61 с.

60. Шеховцов Г. А. О новых способах геодезической выверки колонн по вертикали / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, Д. А. Евсеев // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 2008. – №2. – С. 81–86.

61. Шеховцов Г. А. Способы контроля пространственного положения сооружений башенного типа треугольной формы: монография / Г. А. Шеховцов, В. Н. Мамонов. – Н. Новгород, Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2008. – 52 с.

62. Шеховцов Г. А. Теоретические основы определения крена и скручивания сооружений башенного типа треугольной формы / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, В. Н. Мамонов // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 2008. – №3. – С. 39–46.

63. Шеховцов Г. А. О сокращенном способе контроля вертикальности телерадиобашен треугольной формы / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, В. Н. Мамо-

нов // «Промышленная безопасность-2008». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2008. – С. 69–75.

64. Шеховцов Г. А. Влияние нестворности теодолита на ошибку определения крена сооружения башенного типа треугольной формы / Г. А. Шеховцов, В. Н. Мамонов // «Промышленная безопасность-2008». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –2008. – С. 76–82.

65. Шеховцов Г. А. Контроль соосности колонн и расстояния между ними лазерно-зеркальным устройством в строящихся и эксплуатируемых зданиях ГЭС / Г. А. Шеховцов // «Промышленная безопасность-2008». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –2008. – С. 131–135.

66. Шеховцов Г.А. Современные геодезические методы определения деформаций инженерных сооружений: монография / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова. – Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2009, –156 с.

67. Шеховцов Г. А. Некоторые результаты моделирования новых способов определения смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, В. В. Фатеев // «Промышленная безопасность-2009». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –2009. – С. 93–98.

68. Шеховцов Г. А. Новые способы определения смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова // «Промышленная безопасность–2009». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. – 2009. – С. 99–106.

69. Шеховцов Г. А. Контроль пространственного положения сооружений башенного типа треугольной формы с помощью приборов вертикального проектирования / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, В. Н. Мамонов // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 2010. – №4. – С. 29–32.

70. Шеховцов Г.А. Способы определения крена высоких сооружений башенного типа электронным тахеометром / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова // «Промышленная безопасность-2010». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2010. – С. 118–126.

71. Шеховцов Г. А. Определение крена сооружений башенного типа треугольной формы с помощью приборов вертикального проектирования / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, В. Н. Мамонов // «Промышленная безопасность-2010». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, –2010. – С. 127–136.

72. Шеховцов Г.А., Шеховцова Р.П. Способы определения стрелы прогиба строительных конструкций // «Промышленная безопасность-2010». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2010. – С. 137–144.

73. Шеховцов Г. А. Об использовании лазерной рулетки и клавиши SDh электронного тахеометра / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова // «Промышленная безопасность–2011». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. –2011. – С. 35–38.

74. Шеховцов Г. А. Определение радиуса сооружений круглой формы электронным тахеометром / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова // «Промышленная безопасность-2011». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2011. – С. 39–41.

75. Шеховцов Г. А. Теоретические основы одностороннего координатного способа определения крена сооружений башенного типа / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъёмка. – 2012. – №5. – С. 30–31.

76. Шеховцов Г. А. Односторонний координатный способ определения крена высоких сооружений башенного типа круглой формы / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, Ю. Н. Раскаткин // Приволжский научный журнал. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2012, – №4, – С. 172–178.

77. Шеховцов Г. А. Дистанционные и фотографические способы геодезического контроля пространственного положения строительных конструкций / Г. А. Шеховцов, Ю. Н. Раскаткин. Тезисы докл. науч.-пром. форум «Великие реки – 2012». – Н.Новгород: ННГАСУ, – 2012. – С. 163–166.

78. Шеховцов Г. А. Перспективы использования фотографического способа определения пространственного положения строительных конструкций инженерных сооружений / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, Ю. Н. Раскаткин // «Промышленная безопасность-2012». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2012. – С. 35–38.

79. Шеховцов Г. А. Определение радиуса сооружений круглой формы фотографическим способом / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, Ю. Н. Раскаткин // «Промышленная безопасность-2012». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2012. – С. 46–49.

80. Шеховцов Г. А. Об одновременном определении соосности колонн здания в ряду и расстояния между ними в пролёте / Г. А. Шеховцов, Ю. Н. Раскаткин // Приволжский научный журнал. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2012, – №3, – С. 181–187.

81. Шеховцов Г. А. О фотографическом способе наблюдений за трещинами несущих конструкций инженерных сооружений / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, Ю. Н. Раскаткин // «Промышленная безопасность-2012». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. – 2012.– С. 39–45.

82. Шеховцов Г. А. О точности определения радиуса сооружений круглой формы линейно-угловым способом / Г. А. Шеховцов, Ю. Н. Раскаткин // «Промышленная безопасность-2013». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2013. – С.54–57.

83. Шеховцов Г. А. Односторонний линейно-угловой способ определения крена высоких сооружений с помощью электронного тахеометра / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, Ю. Н. Раскаткин // «Промышленная безопасность-2013». Сб. статей. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2013. – С.58–66.

84. Шеховцов Г. А. Методические и классификационные аспекты определения деформаций инженерных сооружений / Г. А. Шеховцов, Ю. Н. Раскаткин. Тезисы докл. науч.-пром. форум «Великие реки 2013», Т.1. – Н.Новгород: ННГАСУ, –2013. –С.175-177.
85. Шеховцов Г.А., Раскаткин Ю.Н. Рациональные способы геодезического контроля пространственного положения инженерных сооружений: монография.– Н.Новгород. Издательство: «Дятловы горы», 2014. – 218 с.
86. Шеховцов Г.А., Мамонов В.Н., Раскаткин Ю.Н. Референтные прямые как основа геодезического контроля пространственного положения инженерных сооружений. Тезисы докл. науч.-пром. форум «Великие реки 2014». – Н.Новгород: ННГАСУ, –2014. –4с.
87. Шеховцов Г.А., Мамонов В.Н. О точности определения крена сооружений башенного типа треугольной формы способом малых углов / Г. А. Шеховцов, В. Н. Мамонов // Приволжский научный журнал. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2014, – №3.
88. Шеховцов Г. А. Оценка точности определения крена сооружений башенного типа треугольной формы способами вертикального проектирования и прямоугольных координат / Г. А. Шеховцов, Р. П. Шеховцова, В. Н. Мамонов // Приволжский научный журнал. Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, – 2014, – №4.
89. Ямбаев Х. К. Геодезический контроль прямолинейности и соосности в строительстве / Х. К. Ямбаев – М.: Недра, –1986. – 264 с.
90. Anigacz W. Fotogrametria jednoobrazowa w pomiarze ugiec wiazarow dachowych. “Prz. geod.”, –1982, 54, –№11–12, 228–230.
91. Arnold R. Eine neue Technologie fur Kranbahn-kontrollmessungen // Vermessungstechnik. – 1989, 37, –N 2. – S. 52–55.
92. Bruckner R., Mordek P., Lichtner W. Graphische Darstellung einer zweidimensionalen Leit reihe. “Z.Vermessugsw.” – 1979, 104, –№10, 442–447.
93. Bryś Henryk. Meßverfahren zum Bestimmen der Geometrie der Verformung von Brückenkran und Kranbahnschienen. Allg. Vermess.-Nachr. 2000. 107. –№ 11–12, 391–396.
94. Bujakiewicz A., Majde A., Przada Z. Photogrammetric measurement of deformations of the industrial halls. “Int. Arch. Photogr. and Remote Sensing. Vol. 25. 15 Congr. Int. Soc. Photogramm. and Remote Sens., Rio de Janeiro, 1984. Pt A 5. Commis. 5”. S. 1., s. A., 136–140.
95. Bujakiewicz A., Kurczynski Z., Majde A., Preuss R., Przada Z., Wolniewicz W. Fotogrammetryczny pomiar wiazarow dachowych w halach przemyslowych. “Prz. geod.”, – 1985, 57, – №3, 8–11.

96. Grabowski Ruszard J., Kobrun Andrzej L. Fluchtlinienmethode zur Untersuchung horizontaler Verschiebungen von Tlsperrren – praktische Beurteilung der Genauigkeit möglichkeiten. Vermessungsw. – 1990. – 115, – №9, 372–378.

97. Groten E., Mathes A., Uzel T. Dam monitoring by continuous GPS-observations. Istanbul-94:Ist. Int. Symp. Deform. Turkey, Istanbul, Sept. 5-9, 1994:Abstr. Istanbul, – 1994. 51.

98. Janusz W. Wyznaczanie trajektorii ruhu suwnicy i odchytek toru podsuwnicowego ze stanowisk naziemnych // Pr. Inst. Geod. i kartogr.–1994, 41,–N 89.–S.31–45.

99. Meixner Heinz. Geodezujne pomiaru deformacji. “Prz. gorn.”, – 1980, **36**, – №11, 540-544, LXII, LXIII, LXIV, LXV.

100. Miller Z. Zastosowanie fotogrametrii do celow inzynierskich. “Prz. bud.”, – 1987, 59, – №5, 200–203, 231–232.

101. Schaefer W. Photogrammetrische Beobachtung von Bauwerksverformungen. “Markscheidewesen”, – 1985, 92, – №4, 148–151.

102. Schwarz Willfried Moderne Messverfahren in der Ingenieurgeodasie und ihr praktischer Einsatz.. Flächenmanag. Und Bodenordn. – 2002. 64, – №2, 87– 97.

103. Zimmermann B., Hagen F. Zum Einsatz von Leitungssuchgeraten bei Vermessungsaufgaben. “Vermessungstechnik”, – 1980, 28, – №5, 154–156.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
Глава 1. Методические и классификационные аспекты определения деформаций инженерных сооружений	5
Глава 2. Наблюдения за осадками сооружений	16
2.1. Организация наблюдений за осадками.....	16
2.2. Нивелирование	17
2.3. Обработка результатов нивелирования	22
Глава 3. Определение горизонтальных смещений.....	28
3.1. Створный метод	28
3.2. Метод триангуляции и трилатерации	33
Глава 4. Определение крена высоких зданий и сооружений башенного типа	34
4.1. Способ высокоточного нивелирования	37
4.2. Способ вертикального проектирования	43
4.3. Способ горизонтальных углов	56
4.4. Способ направлений	57
4.5. Способ малых углов	66
4.6. Способ координат, определяемых засечками	73
4.7. Односторонний способ определения крена сооружений	84
4.8. Определение крена с помощью приборов вертикального проектирования	107
4.9. Односторонний линейно-угловой способ	117
Глава 5. Исследование пространственного положения строительных конструкций	125
5.1. Лазерно-зеркальное устройство для дистанционных измерений	127
5.2. Определение расстояния между фермами в середине пролета.....	135
5.3. Определение расстояний между колоннами в пролёте и в ряду.....	137
5.4. Определение смещений опорных узлов ферм на оголовках колонн ..	143
5.5. Определение стрелы прогиба конструкций	153
5.6. Геодезическая выверка колонн по вертикали	159
5.7. Контроль соосности колонн зданий и сооружений	176
Глава 6. Геодезическая съёмка подкрановых путей	187
6.1. Определение планового положения подкрановых рельсов	187
6.2. Определение ширины колеи подкранового пути.....	192
6.3. Определение геометрии кранового пути и траектории движения	

мостового крана	205
6.4. Нивелирование подкрановых рельсов	208
6.5. Передача отметок по вертикали и дополнительные измерения	213
Глава 7. Фотограмметрические методы наблюдений за деформациями сооружений	216
7.1. Фотограмметрический метод	219
7.2. Стереофотограмметрический метод	220
Глава 8. Съёмка подземных коммуникаций	224
8.1. Съёмка коммуникаций, имеющих выводы	224
8.2. Съёмка коммуникаций, не имеющих выводы	228
8.3. Съёмка неметаллических подземных коммуникаций	229
Глава 9. Наблюдения за трещинами несущих конструкций	229
9.1. Простейшие измерения	230
9.2. Применение маяков	231
9.3. Применение деформометров, щелемеров, отсчётного микроскопа	233
9.4. Применение фотографического способа	234
Заключение	238
Список литературы	245

Геннадий Анатольевич Шеховцов
Раиса Павловна Шеховцова

СОВРЕМЕННЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ
ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ
ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Монография

Подписано в печать . Формат 60x90/16. Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 15,3. Усл. печ. л. 16,2. Тираж 600 экз. Заказ № .

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет
603950, Н.Новгород, Ильинская, 65

Плиграфцентр ННГАСУ, Н.Новгород, Ильинская, 65