НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ГОССТРОЯ СССР

# ПОСОБИЕ
## ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

МОСКВА — 1964

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ГОССТРОЯ СССР

# ПОСОБИЕ
## ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва — 1964

УДК 624.151.001.12

Госстрой СССР ввел в действие с 1 июля 1962 г. главу СНиП II-Б.1-62 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования», заменившую «Нормы и технические условия проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений» (НиТУ 127—55).

В этой главе СНиП содержится ряд новых принципиальных положений по проектированию оснований, недостаточно освещенных в изданной технической литературе.

Настоящее пособие составлено в развитие главы СНиП. При подготовке пособия ставилось целью облегчение освоения пользования новыми нормами широкими кругами проектировщиков.

Пособие разработано Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений Госстроя СССР (канд. техн. наук, ст. научный сотрудник В. В. Михеев).

Отзывы и предложения для второго издания пособия просьба направлять по адресу: Москва, Ж-389, 2-я Институтская, д. 6. НИИ оснований и подземных сооружений.

Для удобства пользования в Пособии приведен текст главы СНиП II-Б.1-62, который отмечен на полях слева вертикальной чертой. К каждому или ряду пунктов даны соответствующие пояснения, а в необходимых случаях и примеры расчета. Нумерация формул, таблиц и рисунков в пособии двойная; в скобках даны номера, соответствующие главе СНиП.

# ВВЕДЕНИЕ

Проектирование, в том числе и расчет оснований зданий и сооружений с учетом физико-механических характеристик материала основания (грунта) во многом отличается от проектирования и расчета несущих строительных конструкций (металлических, железобетонных и др.).

Эти отличия обусловлены следующими обстоятельствами:

1) основание является естественно-историческим образованием, почти всегда неоднородным по сложению и свойствам;

2) сжимаемость песчаных и глинистых грунтов основания обычно превосходит сжимаемость строительных материалов в 100—4000 раз;

3) грунт представляет собой дисперсную среду, в порах которой заключены вода и газы, поэтому грунт реагирует на внешние силы как сложная трехфазная система. Это приводит к тому, что в расчетах оснований в большей степени, чем в расчетах строительных конструкций, приходится учитывать такие факторы, как протяженность деформаций во времени, переменность свойств грунта в процессе его уплотнения или при изменении природных условий и т. п.;

4) основание может рассматриваться только как массив, в то время как конструкции из различных материалов могут расчленяться на элементы, работающие как стержни, пластинки, рамы, оболочки и т. д. Отсюда возникает глубокое различие в характере деформаций оснований и строительных конструкций.

Указанные обстоятельства отражаются на существе и форме построения норм проектирования оснований.

Первое отмеченное обстоятельство приводит к тому, что в нормах уделяется значительное место номенклатуре (строительной классификации) грунтов, хотя может казаться, что ей место в документах регулирующих деятельность инженеров-геологов, производящих исследования грунтов и представляющих свои результаты строителям-проектировщикам. Неупорядоченность и неопределенность грунтовых наименований, наблюдавшиеся до последнего времени в материалах инженерно-геологических исследований грунтов, предназначенных для проектирования оснований, во многих случаях приводили к недоразумениям в трактовке изыскательских материалов и нередко вызванному этим неоправданному удорожанию оснований и фундаментов сооружений. Наличие официальных требований к номенклатуре грунтов в СНиП* позволяет установить единообразие в понимании между сотрудничающими инженерами-геологами и проектировщиками-строителями.

Второе обстоятельство объясняет большую роль в нормах учета деформаций основания.

Третье и четвертое обстоятельства отражаются в своеобразии расчетных схем, используемых в строительной механике грунта, почти не используемых при расчетах несущих конструкций.

В результате проектирования основания зданий или сооружений должны быть обоснованы: выбор системы основания (естественное или различные виды искусственных оснований) и, главное, размеры фундамента. Этот выбор должен обеспечить наиболее простыми и экономичными средствами надежную эксплуатацию проектируемого здания или сооружения. При этом правильное проектирование основания и фундаментов не может быть выполнено без рассмотрения особенностей не только грунтового основания, но и проектируемого здания или сооружения.

Методы проектирования оснований, бази-

* Общеобязательная номенклатура грунтов основания для всех видов строительства установлена в главе СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования».

ровавшиеся на расчетах по допускаемым давлениям (НиТУ 6—48) и по расчетным сопротивлениям (НиТУ 127—55), непосредственно не учитывали условий взаимодействия сооружения и его основания. Допускаемые давления на грунт (тоже и расчетные сопротивления оснований), дававшиеся в старых нормах проектирования, приписывались определенным видам и состояниям грунтов оснований, независимо от характера проектируемого сооружения. Однако выбираемые при проектировании оснований давления на грунты нельзя рассматривать как физические величины, присущие только грунтам; они обязательно должны быть поставлены также и в зависимость от характера и назначения проектируемого сооружения, от взаимодействия основания и сооружения, что практически не могло учитываться при старых методах расчета оснований.

Развитие в СССР в последние десятилетия новых типов строительных конструкций, многообразие и сложность промышленных, гражданских и других видов сооружений, значительное сокращение сроков их возведения поставили перед советскими строителями ряд новых задач, решить которые традиционными методами расчета оснований (по допускаемым давлениям на грунт) удается, лишь пренебрегая требованиями экономичности строительства.

В области расчета строительных конструкций за последнее десятилетие в СССР получил широкое распространение метод расчета по предельным состояниям. Естественным было стремление распространить этот метод на основания сооружений с целью отыскания наиболее экономичных решений задач в области фундаментостроения.

Распространение метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям на расчеты оснований вызвано не формальным стремлением к унификации расчетов, а требованиями практики строительства.

Новый метод расчета открыл широкие перспективы к облегчению и усовершенствованию как конструкций сооружений, так и их фундаментов. Экономия в области оснований и фундаментов достигается в результате более полного, чем при старой методике расчета, использования несущей способности основания, вытекающего из дифференцированного учета способности надфундаментной конструкции деформироваться без ущерба для ее эксплуатационной пригодности.

В соответствии с этим важное отличие новых действующих норм проектирования естественных оснований от всех предшествующих аналогичных норм заключается в том, что в них нашли дальнейшее развитие принципы расчета по предельным состояниям.

Основное требование расчета по предельным состояниям состоит в том, чтобы величины усилий или напряжений, деформаций, перемещений и раскрытия трещин от учитываемых в расчетах воздействий не превышали предельных значений, обеспечивающих сохранение эксплуатационной пригодности здания или сооружения.

В общем случае в расчетах учитываются три предельных состояния:

первое предельное состояние — по несущей способности;

второе предельное состояние — по деформациям и перемещениям;

третье предельное состояние — по трещиностойкости.

Целью расчета по первому предельному состоянию является обеспечение несущей способности (прочности, устойчивости формы и положения, выносливости) и ограничение развития чрезмерных пластических деформаций конструкций и оснований в возможных неблагоприятных условиях их работы в период строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Целью расчета по второму предельному состоянию является ограничение деформаций или перемещений (в том числе колебаний) конструкций и оснований в условиях нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

Целью расчета конструкций по третьему предельному состоянию является недопущение появления трещин или ограничение величины их раскрытия с тем, чтобы эксплуатация зданий и сооружений не была затруднена или нарушена вследствие коррозии, местных повреждений, потери непроницаемости и т. п.

Таким образом, под предельным состоянием понимают такое состояние конструкции или основания, при котором они перестают удовлетворять предъявляемым к ним эксплуатационным требованиям (теряют способность сопротивляться внешним воздействиям или получают недопустимые деформации или местные повреждения).

По аналогии со строительными конструкциями при рассмотрении работы основания, изолированного от сооружения под нагрузкой, можно было бы установить для расчета оснований также три предельных состояния.

За исходную позицию может быть принята установленная Н. М. Герсевановым в 1930 г. общая закономерность смены качественно различных фаз деформации грунта в основании, сопутствующих возрастанию нагрузки на грунт:

1) фаза уплотнения (*о—а*) грунта;
2) фаза образования местных зон сдвигов (*а—b*) и
3) фаза выпирания (*b—с*) (рис. 1).

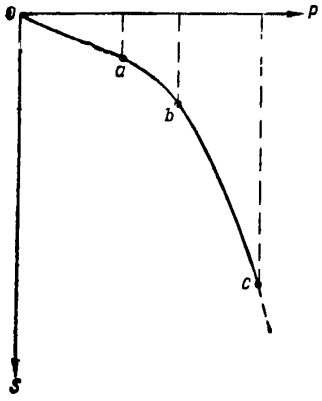



Рис. 1. Фазы деформаций грунта в основании

**Первая фаза** характеризуется тем, что при увеличении нагрузки на фундамент в основании происходит только уплотнение грунта за счет уменьшения его пористости. При этом зависимость между осадкой фундамента и нагрузкой на него близка к прямолинейной.

**Вторая фаза** характеризуется весьма неравномерными осадками, значительно большими по величине, чем осадки первой фазы. Причиной их является не столько уплотнение грунта, сколько сдвиг его частиц по некоторым площадкам сдвига. Эти зоны местного нарушения прочности основания, формирующиеся в начале фазы под краями подошвы фундамента, при дальнейшем росте нагрузки получают все большее развитие и образуют к концу фазы криволинейные поверхности скольжения, выходящие за пределы подошвы фундамента. По мере развития деформаций второй фазы зависимость между осадкой фундамента и нагрузкой все больше отклоняется от прямолинейной.

**Третья фаза** деформации основания характеризуется тем, что при некотором увеличении нагрузки (достижении нагрузкой своего критического значения) зоны нарушения прочности основания образуют поверхность скольжения, схватывающую всю подошву фундамента (фундамент соскальзывает вниз, выпирая грунт в стороны), и несущая способность основания полностью исчерпывается. Третья фаза наступает внезапно и имеет явно катастрофический характер.

Очевидно, что третью фазу можно рассматривать как первое предельное состояние основания (по несущей способности), наступление второй фазы — как третье предельное состояние (образование в грунте «местных повреждений и трещин», т. е. зон местного нарушения прочности основания) и, наконец, первую фазу — как второе предельное состояние (развитие деформаций).

Однако в подобном рассмотрении трех фаз деформаций основания существенным недостатком является игнорирование взаимодействия основания и покоящейся на нем конструкции.

В самом деле, хотя основание сооружения не принято считать частью конструкции, сооружение и его основание немыслимы друг без друга и, следовательно, должны рассматриваться в своем единстве. Особенность основания, как одной из сторон этого единства, заключается в том, что оно в отличие от надфундаментных конструкций (непосредственно предназначенных для обеспечения необходимых эксплуатационных условий) лишь косвенно может влиять на условия эксплуатации сооружения через посредство возведенных на нем конструкций. Эта особенность основания требует внесения корректив в определение видов предельных состояний оснований.

Каждое из трех предельных состояний конструкций при известных условиях может наступить даже при отсутствии каких-либо деформаций основания. Так, например, под воздействием чрезмерных нагрузок конструкция, возведенная на скальном (практически несжимаемом) основании, может разрушиться или получить недопустимые деформации.

Что же касается основания фундаментов, то его состояние можно характеризовать как предельное лишь в том случае, если оно влечет за собой переход надфундаментной конструкции в одно из перечисленных выше предельных состояний.

Очевидно, что когда само основание теряет несущую способность, неизбежно происходит нарушение эксплуатации сооружения. Поэтому в тех случаях, когда можно опасаться за потерю основанием устойчивости, следует проводить его расчет по несущей способности. Расчет же по деформациям основания проводится во всех случаях.

Таким образом, при учете взаимодействия конструкции сооружения и его основания целесообразно при расчетах основания различать не три, а только два предельных состояния: первое — по несущей способности основания и второе — по деформациям оснований, определяемым предельными деформациями надфундаментной конструкции.

# 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**1.1.** Настоящие нормы распространяются на проектирование естественных оснований зданий и сооружений.

Примечание. Настоящие нормы не распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений, мостов, труб, дорог, аэродромных покрытий, а также оснований зданий и сооружений, возводимых на площадках, подверженных оползням и карстам.

**1.2.** Основания зданий и сооружений надлежит проектировать согласно указаниям главы СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» и настоящей главы с учетом данных инженерно-геологических, гидрогеологических и мерзлотных изысканий и исследований грунтов.

Примечание. Объем и методика изысканий и исследований грунтов устанавливаются соответствующими нормативными документами.

**К пп. 1.1 и 1.2.** Проектирование оснований зданий и сооружений возможно только на основе данных инженерно-геологических, гидрогеологических и мерзлотных изысканий и исследований грунтов. Эти изыскания и исследования являются специфической особенностью комплекса проектирования оснований в отличие от проектирования других видов строительных конструкций. При проектировании, например, каркаса промышленного здания проектировщик на основе расчетов выбирает не только тип и схему конструкции, но и материал, из которого конструкция будет сделана. При этом назначаются свойства этого материала: марка бетона, вид и сопротивление арматуры. Учитываются и способы изготовления элементов конструкций: заводские, полигонные и др.

При проектировании основания того или иного здания или сооружения выбирать свойства материала основания, т. е. грунта, невозможно. Если нельзя сместить сооружение в плане, проектировщик может выбирать лишь тип фундамента: обычный или свайный, либо тот или иной метод улучшения свойств грунта.

Результаты изысканий и исследований грунтов будущей площадки строительства должны дать проектировщику необходимые данные для проектирования основания, а также для установления способов производства работ по устройству основания и последующей эксплуатации сооружения применительно к особенностям инженерно-геологических условий участка застройки.

В результате исследований грунтов проектировщик должен располагать данными для установления номенклатурных видов грунтов, слагающих основание будущего здания или сооружения, а также прочностными и деформационными характеристиками этих грунтов, необходимыми для расчета оснований. К числу этих данных относятся: удельный вес, объемный вес и весовая влажность для всех видов грунтов;

число пластичности для глинистых грунтов;

гранулометрический состав для песчаных и крупнообломочных грунтов;

угол внутреннего трения и удельное сцепление для всех видов нескальных грунтов;

модуль деформации и коэффициент фильтрации для всех видов грунтов;

предел прочности при одноосном сжатии, коэффициент размягчения и растворимости для скальных грунтов;

относительная просадочность для просадочных грунтов;

относительное сжатие при оттаивании для вечномерзлых песчаных и глинистых грунтов.

Методы определения этих характеристик, как и объем исследований, устанавливаются соответствующими инструкциями на исследо-

вание грунтов в основаниях промышленных и гражданских зданий и сооружений.

**1.3.** При проектировании оснований зданий и сооружений, предназначенных для строительства на вечномерзлых и просадочных грунтах, для строительства в сейсмических районах и в районах горных выработок, а также оснований фундаментов под машины с динамическими нагрузками должны учитываться дополнительные требования к устройству оснований фундаментов зданий и сооружений в указанных условиях, руководствуясь при этом соответствующими действующими нормативными документами.

## 2. НОМЕНКЛАТУРА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

**2.1.** Грунты, используемые в качестве оснований зданий и сооружений, должны именоваться в описаниях результатов изысканий для проектирования оснований, а также в проектах оснований и фундаментов согласно номенклатуре, принятой в пп. 2.2—2.14 настоящих норм.

Примечание. К наименованиям грунтов, предусмотренных номенклатурой (пп. 2.2—2.13 настоящих норм), допускается вводить дополнительные подразделения, учитывающие местные геологические условия и особенности строительства. Эти дополнительные подразделения не должны противоречить основной номенклатуре грунтов (пп. 2.2—2.13) и могут лишь уточнять принятые в номенклатуре наименования видов грунтов (см. п. 2.14).

**К п. 2.1.** Большое значение для экономичного решения оснований и фундаментов зданий и сооружений имеет правильное наименование видов грунтов, слагающих основание. Пестрота в наименованиях видов грунтов и в терминологии, характеризующей их состояние, сложившаяся исторически в далеких от строительного дела областях науки, является одним из наиболее серьезных препятствий к взаимопониманию строителей, проектировщиков оснований и изыскателей — геологов и грунтоведов. В проектной практике имелись случаи, когда из-за различного толкования изыскателями и строителями одних и тех же наименований грунтов, данных в геологических описаниях, были применены дорогостоящие решения. Технико-экономическое значение того, что нормы обязывают изыскателей и проектировщиков пользоваться единой системой наименований видов грунтов и единой терминологией для описания их состояния, состоит не только в том, что устраняются недоразумения, связанные с неправильностью толкования проектировщиками изыскательских материалов. Возникает возможность обобщения строительного опыта различных ведомств и организаций, связанного с изучением тех или иных свойств грунтов, возможность более полного использования архивных материалов изыскательских организаций. В ряде случаев это может способствовать уменьшению объема изыскательских работ.

Имеющаяся в нормах система наименований грунтов ни в коей мере не может тормозить дальнейшего прогресса в способах характеристики грунтов. В ней отражены лишь важнейшие, проверенные массовым применением достижения строительного грунтоведения. Номенклатура отражает первостепенное значение для характеристики грунтов таких факторов, как пористость и различие в отношении взаимодействия воды с материалом глинистых и песчаных грунтов. Последнее обстоятельство послужило причиной ограничения характеристики песчаных и крупнообломочных грунтов зерновым составом и введения для характеристики глинистых грунтов числа пластичности и консистенции.

Примечание к п. 2.1 разрешает характеризовать грунты дополнительными наименованиями, однако обязательность применения изложенных в нормах наименований должна предохранить от субъективного толкования характеристик грунтов изыскателем и проектировщиком. Таким образом, изыскательские организации имеют возможность представить проектировщику результаты своей работы на основе любых новых достижений строительного грунтоведения.

**2.2.** Грунты подразделяются на:

**скальные** — изверженные, метаморфические и осадочные породы с жесткой связью между зернами (спаянные и сцементированные), залегающие в виде сплошного массива или трещиноватого слоя, образующего подобие сухой кладки;

**крупнообломочные** — несцементированные грунты, содержащие более 50% по весу обломков кристаллических или осадочных пород с размерами частиц более 2 *мм*;

**песчаные** — сыпучие в сухом состоянии грунты, не обладающие свойством пластичности ($W_п < 1$), содержащие менее 50% по весу частиц крупнее 2 *мм*;

**глинистые** — связные грунты, для которых число пластичности $W_п \geqslant 1$.

Примечания: 1. Числом пластичности грунта $W_п$ называется разность весовых влажностей, выраженных в процентах, соответствующих двум состояни-

ям грунта: на границе текучести $W_т$ и на границе раскатывания $W_р$.

2. Крупнообломочные, песчаные и глинистые грунты объединяются общим наименованием — нескальные грунты.

**2.3.** Скальные грунты различаются по временному сопротивлению сжатию в насыщенном водой состоянии, по растворимости и по размягчаемости их в воде.

Размягчаемыми называются скальные грунты, у которых отношение временных сопротивлений одноосному сжатию в насыщенном водой и в воздушно-сухом состоянии меньше 0,75.

**К пп. 2.2 и 2.3.** Скальные грунты в природном залегании обладают малой сжимаемостью. По своим механическим свойствам они обычно мало отличаются от таких строительных материалов, как бетон или кирпич.

К скальным грунтам относятся и такие грунты, как мергели, окремненные глины, песчаники с глинисто-кремниевым цементом. Эти грунты, имея временное сопротивление одноосному сжатию в насыщенном водой состоянии даже менее 50 *кг/см*$^2$, незначительно уплотняются под нагрузкой. К неводостойким скальным грунтам, которые могут растворяться или размягчаться в воде, относятся, например, гипсы, гипсоносные конгломераты, каменная соль.

Скальные грунты сравнительно редко служат основаниями гражданских и промышленных сооружений, так как в большинстве случаев залегают под слоями нескальных грунтов значительной толщины, на которых для этих сооружений практически почти всегда возможно устроить основание, обеспечивающее необходимые эксплуатационные качества здания и сооружения. Но для гидротехнических сооружений скальные грунты используются в качестве оснований часто, и поэтому в нормах по проектированию скальных оснований гидротехнических сооружений приведено более детальное деление скальных грунтов.

**2.4.** Крупнообломочные и песчаные грунты в зависимости от зернового состава подразделяются на виды согласно табл. 1 (1).

При степени неоднородности песчаного грунта $K_{\frac{60}{10}} > 3$ к наименованию песков гравелистых, крупных и средней крупности добавляют наименование «неоднородный песок».

Примечание. Неоднородность песчаного грунта измеряется отношением

$$k_{\frac{60}{10}} = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \qquad 1\ (1)$$

где $d_{60}$ — диаметр частиц, меньше которого в данном грунте содержится (по весу) 60% частиц;

$d_{10}$ — диаметр частиц, меньше которого в данном грунте содержится (по весу) 10% частиц.

Таблица 1 (1)

Виды крупнообломочных и песчаных грунтов

| Наименование видов крупнообломочных и песчаных грунтов | Распределение частиц по крупности в % от веса сухого грунта |
|---|---|
| *Крупнообломочные* | |
| Грунт щебенистый (при преобладании окатанных частиц—галечниковый) | Вес частиц крупнее 10 *мм* составляет более 50 % |
| Грунт дресвяный (при преобладании окатанных частиц—гравийный) | Вес частиц крупнее 2 *мм* составляет более 50 % |
| *Песчаные* | |
| Песок гравелистый | Вес частиц крупнее 2 *мм* составляет более 25 % |
| Песок крупный | Вес частиц крупнее 0,5 *мм* составляет более 50 % |
| Песок средней крупности | Вес частиц крупнее 0,25 *мм* составляет более 50 % |
| Песок мелкий | Вес частиц крупнее 0,1 *мм* составляет более 75 % |
| Песок пылеватый | Вес частиц крупнее 0,1 *мм* составляет менее 75 % |

Примечание. Для установления наименования грунта по табл. 1 последовательно суммируются проценты содержания частиц исследуемого грунта: сначала — крупнее 10 *мм*, затем — крупнее 2 *мм*, далее — крупнее 0,5 *мм* и т. д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице.

**К п. 2.4.** До 1937 г. в строительном грунтоведении было принято считать:

песком — грунт, содержащий 3% частиц с размерами $< 0{,}005$ *мм*;

супесью — грунт, содержащий от 3 до 10% частиц с размерами $< 0{,}005$ *мм*;

суглинком — грунт, содержащий от 10 до 30% частиц с размерами $< 0{,}005$ *мм*;

глиной — грунт, содержащий более 30% частиц с размерами $< 0{,}005$ *мм*.

В основу такого разделения был положен зерновой состав, точнее весовое содержание в грунте частиц с размерами $< 0{,}005$ *мм*.

Этот критерий в практическом отношении обладал рядом неудобств. Определение зернового состава глинистых грунтов довольно сложно, а в части определения размеров и весового содержания частиц с размерами, неравномерно развитыми по трем осям (пластинчатых и чешуйчатых), он недостаточно точен.

Наибольшая пестрота видовых наименований, до установления единой номенклатуры грунтов, относилась к пескам.

Так, например, песок мелкий (по номенклатуре норм) по различным другим классификациям мог именоваться среднезернистым

мелкозернистым, тонкозернистым и разнозернистым.

Нормы проектирования оснований предусматривают единую номенклатуру грунтов, обязательную к применению всеми организациями, занимающимися строительным проектированием. Этим, казалось бы, снимаются все недоразумения, возникавшие в результате отсутствия единой терминологии песчаных грунтов. Однако вопрос о возможности использования многочисленных фондовых материалов по-прежнему встречает затруднения. Это происходит из-за того, что для определения зернового состава песков различные классификации предусматривали применение сит с диаметрами отверстий, величины которых отличны от определяющих диаметров частиц песка, принятых в номенклатуре норм.

Для того чтобы облегчить возможность полного использования архивных материалов, необходим способ перехода к номенклатуре норм.

Наиболее просто это можно сделать графическим способом, построив интегральную кривую зернового состава песчаного грунта, и по ней найти размеры и процентное содержание частиц, необходимые для установления наименования песка по номенклатуре норм.

Допустим, что в материалах изысканий по интересующей нас площадке имеются следующие данные о зерновом составе песчаного грунта (табл. 2).

Таблица 2

**Данные материалов изысканий**

| Наименование грунта | Зерновой состав (величины фракций в *мм*, содержание в %) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 5—3 | 3—2,5 | 2,5—1,25 | 1,25—0,63 | 0,63—0,3 | 0,3—0,14 | <0,14 |
| Песок очень мелкий . . . . . | — | 0,2 | 0,5 | 6,8 | 40,8 | 48,5 | 3,2 |

Наименование песка было присвоено по классификации ГОСТ 8736—58 «Песок для строительных работ». Для определения зернового состава применен комплект сит по ГОСТ 3584—53.

Чтобы установить наименование песка в соответствии с требованиями примечания к табл. 1(1), необходимо, последовательно суммируя процентное содержание в нем частиц крупнее 0,5, 0,25 и 0,1 *мм*, найти по табл. 1(1) видовое наименование песка.

Однако в нашем примере этого сделать нельзя, так как при определении зернового состава не применялись сита с нужными нам диаметрами отверстий.

Для построения интегральной кривой зернового состава песка (рис. 2) будем откладывать по оси абсцисс диаметры частиц (в *мм*) в масштабе десятичных логарифмов этих величин (с целью сокращения размеров графика по горизонтали), а по оси ординат — процентное содержание этих частиц нарастающим итогом. Суммирование процентного содержания частиц производим, начиная с самой мелкой фракции.

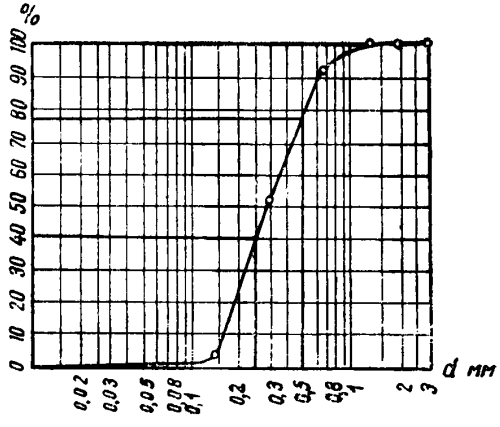



Рис. 2. Интегральная кривая зернового состава в полулогарифмическом масштабе

Если теперь из точек абсцисс, отвечающих диаметрам 0,5; 0,25 и 0,1 *мм*, восстановим перпендикуляры до пересечения с кривой, то на ординате найдем суммарное содержание частиц диаметром менее 0,5; 0,25 и 0,1 *м*.

Далее, последовательно вычитая из 100 найденные процентные содержания этих частиц, устанавливаем по правилам табл. 1(1) видовое наименование песка. В данном случае это будет песок средней крупности.

Интегральная кривая зернового состава песчаного грунта позволяет также вычислить действующий (или эффективный) диаметр частиц и степень неоднородности песчаного грунта.

За действующий диаметр $d_{10}$ принимают диаметр частиц, меньше которого в песке содержится 10% частиц по весу. Эта величина, как показали опытные исследования фильтрации воды через пески, содержащие различные по размерам и весовому количеству частицы, является определяющей (действующей, эффективной) при приближенном определении коэффициента фильтрации песчаных грунтов по эмпирическим формулам. Для рассматриваемого

мого нами песка $d_{10}=0{,}6$ *мм*. Степень неоднородности условились измерять отношением диаметра частиц, процентное содержание которых (по весу) в песке менее 60%, к действующему диаметру [см. формулу 1(1)].

Показатель $K_{\frac{60}{10}}$ находится в тесной связи со сжимаемостью песчаных грунтов: чем больше будет величина $K_{\frac{60}{10}}$, тем больше при прочих равных условиях будет сжимаемость песчаных грунтов.

**2.5.** Степень влажности грунта $G$ (доля заполнения объема пор водой) определяется по формуле

$$G=\frac{W\gamma_ч}{\varepsilon_0\gamma_в}, \qquad 2\,(2)$$

где $W$ — природная весовая влажность грунта в долях единицы;

$\gamma_ч$ — удельный вес материала частиц грунта в $т/м^3$;

$\gamma_в$ — удельный вес воды, принимаемый равным 1 $т/м^3$;

$\varepsilon_0$ — коэффициент пористости образца грунта природного сложения и влажности.

Примечание. Коэффициентом пористости грунта $\varepsilon$ называется отношение объема пор грунта к объему минеральной части грунта.

**2.6.** Песчаные грунты называются:

маловлажными, если степень влажности $G\leqslant 0{,}5$;

влажными, если $0{,}5 < G\leqslant 0{,}8$*;

насыщенными водой, если $G > 0{,}8$.

**К пп. 2.5 и 2.6.** При сохранении природной структуры грунта в процессе производства работ по устройству фундаментов и в дальнейшей эксплуатации здания или сооружения свойства песчаных грунтов практически мало зависят от степени влажности. Однако для правильной организации работ по устройству фундаментов, для выбора глубины заложения фундаментов, а также в ряде других случаев доля заполнения пор песчаного грунта водой является весьма необходимой характеристикой.

**2.7.** Песчаные грунты по плотности их сложения разделяются на плотные, средней плотности и рыхлые, в зависимости от величин коэффициентов пористости $\varepsilon$, приведенных в табл. 3(2).

Таблица 3 (2)

**Наименование песчаных грунтов по плотности**

| Наименование видов песчаных грунтов | Плотность сложения песчаных грунтов | | |
|---|---|---|---|
| | плотные | средней плотности | рыхлые |
| Пески гравелистые, крупные и средней крупности | $\varepsilon<0{,}55$ | $0{,}55\leqslant\varepsilon\leqslant 0{,}7$ | $\varepsilon>0{,}7$ |
| Пески мелкие | $\varepsilon<0{,}6$ | $0{,}6\leqslant\varepsilon\leqslant 0{,}75$ | $\varepsilon>0{,}75$ |
| Пески пылеватые . . . . . | $\varepsilon<0{,}6$ | $0{,}6\leqslant\varepsilon\leqslant 0{,}8$ | $\varepsilon>0{,}8$ |

Примечание. Плотность песчаных грунтов рекомендуется определять по образцам, отобранным без нарушения природного сложения грунта или при помощи зондирования.

**К п. 2.7.** Одним из основных требований к изысканиям, проводимым для целей устройства оснований сооружений, возводимых на песчаных грунтах, является требование определения плотности сложения этих грунтов.

Действующими до 1955 г. нормами и техническими условиями проектирования естественных оснований промышленных и гражданских сооружений (НиТУ 6—48) песчаные грунты различались по плотности сложения в зависимости от величины показателя степени плотности $D$.

В зависимости от величины $D$ песчаные грунты назывались:

плотными — при $1\geqslant D > 0{,}67$;

средней плотности — при $0{,}67\geqslant D > 0{,}33$;

рыхлыми — при $0{,}33\geqslant D > 0$.

Показатель $D$ вычисляется по формуле

$$D=\frac{\varepsilon_{макс}-\varepsilon_0}{\varepsilon_{макс}-\varepsilon_{мин}}, \qquad 3$$

где $\varepsilon_0$, $\varepsilon_{макс}$ и $\varepsilon_{мин}$ — коэффициенты пористости одного и того же песка соответственно природного, предельно рыхлого и предельно плотного сложений.

Для получения значений величин $\varepsilon_{макс}$ и $\varepsilon_{мин}$ в грунтовых лабораториях обычно определяют объемный вес скелета песка $\delta$ в $г/см^3$ при наиболее рыхлой и наиболее плотной укладке его в сосуд и по полученным данным вычисляют коэффициенты пористости по формуле

$$\varepsilon=\frac{\gamma_ч}{\delta}-1, \qquad 4$$

где $\gamma_ч$ — удельный вес частиц песка.

Не останавливаясь на технических недостатках этого метода, отметим, что показатель

* В главе СНиП II-Б.1-62 в табл. 14 пески со степенью влажности $0{,}5 < G < 0{,}8$ должны именоваться «влажными», как это указано в п. 2.6.

$D$ неточно определяет плотность сложения песчаных грунтов, причем эта неточность тем больше, чем меньше разность между $\varepsilon_{макс}$, $\varepsilon_{мин}$ и $\varepsilon_0$.

Допустим, что для какого-то мелкого однородного песка с удельным весом 2,66 $г/см^3$ природная плотность характеризуется величинами $\varepsilon_0 = 0{,}58$ и пористостью $n_0 = 36{,}7\%$. Определенные для него предельные величины коэффициента пористости и пористости составят:

$$\varepsilon_{макс} = 0{,}607 \text{ и } n_{макс} = 37{,}8\%;$$

$$\varepsilon_{мин} = 0{,}553 \text{ и } n_{мин} = 35{,}6\%.$$

Тогда вычисленная для этого песка по формуле (3) степень плотности будет равна 0,5 и, следовательно, по НиТУ 6—48 такой песок будет называться песком средней плотности. Между тем песок, способный изменить свою пористость только на 1% при тех уплотняющих усилиях, которые применяют в лаборатории для получения предельно плотного сложения (уплотнение песка со штыкованием до постоянного объема), вряд ли следует считать песком средней плотности.

Такой песок, используемый в качестве естественного основания сооружения, практически всегда будет рассматриваться как песок плотный.

Из приведенного примера следует, что более правильно песчаные грунты классифицировать не по величине показателя $D$, а по значению коэффициента пористости $\varepsilon_0$ песка природного сложения.

Для проверки этого вывода в Институте оснований (С. И. Синельщиковым) было проведено определение $\varepsilon_{макс}$ и $\varepsilon_{мин}$ для образцов песчаных грунтов, полученных с различных площадок строительных объектов СССР.

Все эти образцы относились к кварцевым пескам пяти номенклатурных видов песчаных грунтов.

По возрасту пески относились к четвертичному, третичному, меловому и юрскому периодам; по генезису — к аллювиальным, делювиальным, флювиогляциальным и морским пляжевым отложениям.

Для каждого исследуемого песка значение предельных плотностей определялось с повторностью не менее 5. За величины $\varepsilon_{мин}$ и $\varepsilon_{макс}$ принималось среднее арифметическое из этих определений. При этом наблюдаемые отклонения от средних значений не превышали 2%.

В практике инженерно-геологических исследований принято считать, что если в совокупности грунтов коэффициент вариантности ($v$) показателя, определяющего свойства грунта, не превышает 20%, то в отношении этого показателя совокупность считается однородной, при $v > 20\%$ — неоднородной.

После объединения в одну совокупность песков гравелистых, крупных и средней крупности было получено:

а) для песков гравелистых, крупных и средней крупности:

$$\varepsilon_{мин\ (ср)} = 0{,}475 \pm 0{,}075;\ v = 15{,}8\%;$$

$$\varepsilon_{макс\ (ср)} = 0{,}771 \pm 0{,}099;\ v = 13\%;$$

б) для песков мелких:

$$\varepsilon_{мин\ (ср)} = 0{,}548 \pm 0{,}049;\ v = 3{,}9\%;$$

$$\varepsilon_{макс\ (ср)} = 0{,}798 \pm 0{,}052;\ v = 6{,}5\%;$$

в) для песков пылеватых:

$$\varepsilon_{мин\ (ср)} = 0{,}535 \pm 0{,}068;\ v = 12{,}7\%;$$

$$\varepsilon_{макс\ (ср)} = 0{,}966 \pm 0{,}175;\ v = 16\%.$$

Отсюда следует, что каждая из трех групп песков в отношении показателей $\varepsilon_{мин}$ и $\varepsilon_{макс}$ однородна и что произведенные объединения вполне допустимы.

По сравнению с природными плотностями песчаных грунтов полученные величины $\varepsilon_{мин\ (ср)}$ будут несколько занижены, а величины $\varepsilon_{макс\ (ср)}$ — завышены, поскольку сама методика их определения была ориентирована на крайние возможные состояния укладок частиц песка, которые в природных условиях реально не существуют. Особенно это относится к $\varepsilon_{макс\ (ср)}$, так как в таком состоянии песок будет представлять собой неустойчивую систему.

Для того чтобы приблизить средние предельные плотности песков к реально существующим плотностям природных песчаных грунтов, можно без большой погрешности для каждой из групп увеличить $\varepsilon_{мин\ (ср)}$ на величину его среднего квадратичного отклонения $\sigma$, а $\varepsilon_{макс\ (ср)}$ — уменьшить.

Эти данные были положены в основу табл. (3) НиТУ 127—55, позволяющей различать песчаные грунты по плотности их сложения в зависимости от величины коэффициента пористости.

Практическое применение этой таблицы показало ее объективность, а накопленные новые данные о плотностях сложения природных песчаных грунтов позволили несколько уточнить граничные значения $\varepsilon$ для рыхлых песков.

При пользовании табл. 3(2) отпадает необходимость в каждом отдельном случае производить определение предельных плотностей, что в значительной степени сокращает сроки производства всего анализа грунта в целом.

2.8. Глинистые грунты в зависимости от числа пластичности подразделяются на виды согласно табл. 4 (3).

Таблица 4 (3)

**Виды глинистых грунтов**

| Наименование видов глинистых грунтов | Число пластичности $W_п$ |
|---|---|
| Супесь | $1 \leqslant W_п \leqslant 7$ |
| Суглинок | $7 < W_п \leqslant 17$ |
| Глина | $W_п > 17$ |

Глинистые грунты в начальной стадии своего формирования, образовавшиеся как структурный осадок в воде при наличии микробиологических процессов и обладающие в природном сложении влажностью, превышающей влажность на границе текучести, и коэффициентом пористости $\varepsilon > 1$ для супесей и суглинков и $\varepsilon > 1{,}5$ для глин, называются илами.

К п. 2.8. В ОСТ 90004—38 глинистые грунты в зависимости от числа пластичности ($W_п$) разделялись на виды:

глины — при $W_п > 17$; суглинки — при $7 < W_п \leqslant 17$; супеси — при $1 \leqslant W_п \leqslant 7$.

В качестве контроля при установлении видовых наименований рекомендовалось также производить определение зернового состава. Это определение было сохранено как дань старой привычке к зерновому составу. Но так как решительный шаг был сделан и притом в официальном документе, то это открыло возможность накопления в лабораториях, производящих массовые анализы для строительства, большого количества комплексных показателей характеристик грунтов и произвести всестороннее исследование связей между ними.

Исследования связей между физическими и механическими характеристиками грунтов показали объективность разделения глинистых грунтов на виды по числу пластичности. Это дало возможность в изданных в 1948 г. нормах и технических условиях на проектирование естественных оснований промышленных и гражданских сооружений (НиТУ 6—48) полностью отказаться от зернового состава как критерия разделения глинистых грунтов на виды.

Это нововведение обладало тем преимуществом, что весьма существенно упрощало анализ грунта, сокращало время его производства и удешевляло его стоимость.

В последующих изданиях норм (СНиП 1954 г., НиТУ 127—55, СНиП II-А.10-62) критерий разделения глинистых грунтов на виды по числу пластичности не претерпел изменений.

2.9. В глинистых грунтах необходимо выделять просадочные и набухающие при замачивании грунты.

К просадочным относятся глинистые грунты, имеющие степень влажности $G < 0{,}6$ и значение

$$\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_т}{1 + \varepsilon_0} \geqslant -0{,}1, \qquad 5\ (3)$$

где $\varepsilon_0$ — то же значение, что и в формуле (2);
$\varepsilon_т$ — коэффициент пористости того же образца грунта соответствующей влажности на границе текучести.

К набухающим относятся глинистые грунты, для которых значение

$$\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_т}{1 + \varepsilon_0} < -0{,}4. \qquad 6\ (4)$$

К п. 2.9. До последнего времени в литературе и действовавших нормативных документах глинистые грунты, обладающие при замачивании под нагрузкой свойством просадочности, назывались различно. Пестрота в наименованиях одного и того же грунта приводила в ряде случаев к недоразумениям в оценке свойств этого грунта.

Давая наименование вида грунта, обладающего определенными свойствами, нормы устанавливают и номенклатурные критерии для выделения этого вида из класса глинистых грунтов.

Эти критерии выбраны таким образом, что никаких дополнительных исследований глинистого грунта для установления наименования «просадочный грунт» проводить не надо.

Следует подчеркнуть, что глинистые грунты относятся к просадочным только в том случае, если удовлетворяются оба критерия п. 2.9, т. е. $G \leqslant 0{,}6$ и, одновременно,

$$\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_т}{1 + \varepsilon_0} \geqslant -0{,}1.$$

Свойства просадочных грунтов достаточно хорошо изучены и поэтому можно сформулировать условия возникновения просадок в этих грунтах.

Очевидным является факт, что просадки от замачивания могут происходить лишь в грунтах, обладающих относительно малой влажностью. Исходя из этого, представляется целесообразным использовать при установлении номенклатурного вида глинистого просадочного грунта величину степени влажности $G$.

Просадочные грунты относятся к категории недоуплотненных грунтов, т. е. грунтов, пори-

стость которых в природных условиях больше, чем пористость образца того же грунта, уплотненного при давлении, равном природному при полном заполнении пор водой и предельной пептизации. У глинистых (непросадочных) грунтов природная влажность равна влажности на границе текучести только в начальный период их образования, когда уплотняющая нагрузка невелика. Поэтому величина коэффициента пористости, соответствующего влажности на границе текучести, в сопоставлении с природным коэффициентом пористости может служить, как это было предложено проф. Н. Я. Денисовым, для оценки степени уплотненности грунта в природных условиях. Коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести, подсчитывается по формуле

$$\varepsilon_т = \frac{W_т \gamma_ч}{100\,\gamma_в}. \qquad 7$$

Для установления численных значений номенклатурных признаков просадочного грунта были использованы литературные и архивные данные результатов лабораторных исследований глинистых грунтов. Статистической обработке подверглись результаты 2061 испытания грунта. В 476 случаях проводились испытания на просадочность по стандартной методике при давлении $p=3$ *кг/см*$^2$.

Монолиты грунтов для лабораторных исследований были взяты из 113 различных пунктов территории СССР, причем испытания на просадочность были проведены для образцов грунта, полученных из 38 пунктов.

Аналогичный подход был сделан и при установлении критерия набухающих грунтов. Правда, следует отметить, что при этом статистической обработке подвергались результаты несколько меньшего числа испытаний. Обработка дополнительных данных, полученных Институтом оснований (Е. А. Сорочан), уже после утверждения главы СНиП II-Б.1-62 показала, что более правильной в формуле (4) является величина —0,3, а не —0,4.

Наличие в нормах критерия для выделения просадочных и набухающих грунтов из класса глинистых не освобождает изыскательские организации от проведения испытаний грунтов на просадочность и набухание для установления количественных значений этих величин.

**2.10.** Глинистые (непросадочные) грунты различаются по консистенции, измеряемой величиной $B$, определяемой по формуле 8(5), и именуются согласно табл. **5(4)**

$$B = \frac{W - W_р}{W_п}. \qquad 8\,(5)$$

Таблица 5 (4)

**Наименование глинистых (непросадочных) грунтов по консистенции**

| Наименование грунтов | Консистенция $B$ |
|---|---|
| *Супеси* | |
| Твердые | $B<0$ |
| Пластичные | $0 \leqslant B \leqslant 1$ |
| Текучие | $B>1$ |
| *Суглинки и глины* | |
| Твердые | $B<0$ |
| Полутвердые | $0 \leqslant B \leqslant 0{,}25$ |
| Тугопластичные | $0{,}25 < B \leqslant 0{,}5$ |
| Мягкопластичные | $0{,}5 < B \leqslant 0{,}75$ |
| Текучепластичные | $0{,}75 < B \leqslant 1$ |
| Текучие | $B>1$ |

К п. **2.10.** Как видно из табл. 5(4), консистенция $B$, величина которой зависит от влажности данного грунта, характеризует состояние глинистых грунтов.

Наиболее наглядно разделение глинистых грунтов по консистенции и сущность этого критерия видны из графика рис. 3.

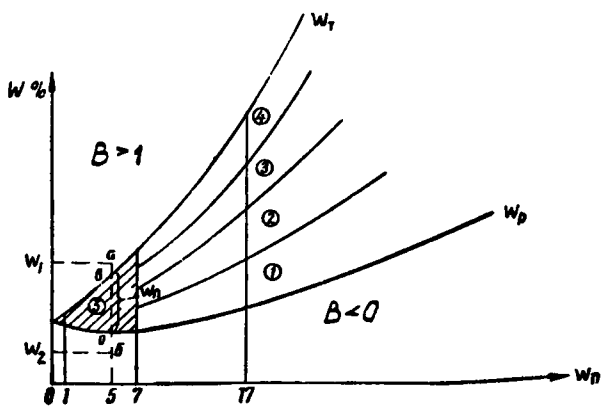



Рис. 3. Состояние глинистых грунтов по консистенции
*1* — полутвердое состояние ($0<B<0{,}25$) для суглинков и глин; *2* — тугопластичное состояние ($0{,}25<B<0{,}5$); *3* — мягкопластичное состояние ($0{,}50<B<0{,}75$); *4* — текучепластичное состояние ($0{,}75<B<1$); *5* — пластичное состояние ($0<B<1$ — для супесей

У супесей, имеющих небольшой интервал изменения влажности при переходе грунта из твердого в текучее состояние ($W_п$ мало), различают три состояния грунта в зависимости от

его влажности: твердое, пластичное и текучее. Эти состояния четко характеризуются величиной консистенции $B$.

Возьмем в качестве примера супесь с числом пластичности $W_п = 5$ (рис. 3). При влажности этого грунта равной $W_1$ величина $B$ определится отношением разности $W_1 — W_р$ (на графике — отрезок $oa$) к $W_п$ (отрезок $ob$). Это отношение явно больше 1.

Согласно табл. 5(4) данный грунт при влажности его, равной $W_1$, находится в текучем состоянии.

То же самое видно и из графика рис. 3.

Легко проследить, что при изменении влажности от $W_р$ до $W_т$ величина $B$ будет меняться от 0 до 1.

В случае, если влажность грунта $W_2$ меньше $W_р$, величина $B$ будет отрицательной, т. е. меньше 0. По табл. 5(4) такой грунт находится в твердом состоянии.

Для суглинков и глин, имеющих бо́льшие значения числа пластичности, состояние этих грунтов в интервале изменения влажности от $W_р$ до $W_т$ (пластичное состояние) условно разбито еще на 4 фазы, для которых даются соответствующие определяющие величины консистенции $B$.

Поскольку влажности на границе раскатывания и на границе текучести, по самой сути их определения, соответствуют полному заполнению пор грунта водой ($G \approx 1$), то и вычисление величины консистенции следует проводить только для грунтов, имеющих степень влажности во всяком случае не меньше 0,8. При $G < 0{,}8$ все глинистые грунты именуются твердыми.

Величина консистенции имеет большое значение для полноты характеристики глинистых грунтов. Она позволяет давать более точную оценку несущей способности этих грунтов, назначать способы производства работ по устройству фундаментов, значение консистенции учитывается при определении глубины заложения фундаментов из условий пучения грунтов при промерзании, а также при расчете свайных фундаментов.

**2.11.** Грунты всех видов называются:

мерзлыми, если они содержат в своем составе лед при отрицательной или нулевой температуре;

вечномерзлыми, если они в продолжение многих лет не подвергались сезонному оттаиванию.

Наименования видов мерзлых и вечномерзлых грунтов определяются после оттаивания их по номенклатуре, принятой для талых грунтов.

**2.12.** Свойства мерзлых и вечномерзлых грунтов определяются физико-механическими характеристиками, принятыми для обычных талых грунтов, и, кроме того, величиной относительного сжатия $\delta$ при переходе мерзлого грунта в талое состояние под нагрузкой.

Величина относительного сжатия при переходе мерзлого грунта в талое состояние определяется по формуле

$$\delta = \frac{h_м - h_т}{h_м}, \qquad 9\ (6)$$

где $h_м$ — высота в *см* образца грунта в природном мерзлом состоянии;

$h_т$ — высота в *см* образца грунта после его перехода в талое состояние в условиях невозможности бокового расширения при заданном давлении $p$ в *кг/см²*.

**К пп. 2.11 и 2.12.** При производстве инженерно-геологических изысканий в условиях вечной мерзлоты для глинистых грунтов в дополнение к обычным определениям физико-механических характеристик грунта необходимо проводить зерновой анализ.

Это требование объясняется тем, что способность глинистого грунта к пучению при промерзании и, следовательно, величина осадки его при оттаивании в значительной мере зависят от количественного содержания в нем частиц с размерами 0,05—0,005 *мм*.

В связи с этим главой СНиП II-А.10-62 (п. 6.11) устанавливается дополнительное наименование («пылеватые») для глинистых вечномерзлых грунтов, в которых содержание частиц указанных выше размеров превышает содержание частиц других размеров вместе взятых.

Величина относительного сжатия при переходе мерзлого грунта в талое состояние является одной из важнейших характеристик при проектировании оснований из вечномерзлых грунтов. Давление, при котором проводится оттаивание образца вечномерзлого грунта в компрессионном приборе, назначается по указаниям норм проектирования оснований из вечномерзлых грунтов, исходя из величин природного давления и избыточного давления от фундаментов сооружения, в слое грунта, для которого определяется величина $\delta$. Эта величина положена в основу расчетов осадок мерзлых грунтов при оттаивании.

**2.13.** Данные исследований песчаных и глинистых грунтов должны содержать также сведения о наличии растительных остатков (торфа, перегноя и т. п.), если в образцах этих грунтов, высушенных при температуре 100—

105°С, содержатся растительные остатки более 3% по весу от минеральной части для песчаных грунтов и более 5% — для глинистых грунтов.

В зависимости от содержания растительных остатков грунтам присваиваются дополнительные наименования:

при содержании растительных остатков меньше 10% — грунты с примесью органических веществ;

при содержании растительных остатков 10—60% — заторфованные грунты;

при содержании растительных остатков больше 60% — торфы[1].

**К п. 2.13.** При расчете оснований по деформациям очень важно классифицировать грунты основания в зависимости от содержания растительных остатков. Это необходимо для оценки дополнительной осадки фундаментов сооружений при строительстве зданий на грунтах с растительными остатками. Величина этой осадки может быть подсчитана по рекомендациям «Временных технических указаний по проектированию оснований, сложенных насыпными грунтами» (М., 1959).

**2.14.** Данные исследований всех видов грунтов оснований должны содержать сведения о геологическом возрасте, генезисе, местном наименовании грунта, а в необходимых случаях также и данные по петрографии, засоленности, зерновому составу глинистых грунтов и т. п. (см. примечание к п. 2.1 норм).

**К п. 2.14.** Немаловажное значение имеет сопровождение прямых данных физико-механических свойств грунта указаниями о геологическом возрасте, генезисе и местном наименовании грунта.

Накопленный опыт строительства в различных грунтовых условиях, наличие архивных обобщенных данных о свойствах грунтов различных геологических формаций позволяют критически оценивать прямые данные физико-механических свойств грунта. В ряде случаев знание перечисленных сведений позволяет предугадывать поведение грунта в основании сооружения, в значительной мере позволяет определить способы производства работ и т. п.

В такой же степени, для правильной оценки некоторых специфических видов грунтов, необходимы данные по петрографии, засоленности, зерновому составу глинистых грунтов и т. п.

Например, знание минералогического состава глинистого грунта позволяет судить о способности грунта набухать при увлажнении. При преобладании в глинистом грунте монтмориллонита весовое количество воды, удерживаемой набухшим монтмориллонитом, может достигать 1000%.

**2.15.** Возможность использования в качестве естественных оснований перечисленных ниже грунтов, а также определение их нормативных и расчетных характеристик и, в частности, назначение нормативного давления должны решаться для каждого отдельного случая в соответствии с результатами исследования грунтов строительной площадки:

а) скальных сильно выветрившихся (рухляк) или водорастворимых (неводостойких);

б) песчаных рыхлых;

в) глинистых текучей консистенции или с коэффициентом пористости, превышающим для супесей $\varepsilon > 0{,}7$; суглинков $\varepsilon > 1$ и глин $\varepsilon > 1{,}1$;

г) илов;

д) песчаных и глинистых заторфованных и торфов;

е) насыпных и искусственно намытых грунтов.

**К п. 2.15.** При решении вопроса о возможности использования указанных грунтов в качестве естественного основания прежде всего на основе инженерно-геологических изысканий должны быть определены характеристики этих грунтов, необходимые для расчета основания по деформациям. Такими характеристиками являются: объемный вес, угол внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации грунта.

Кроме этого, должен быть учтен ряд факторов, влияющих на свойства этих грунтов. Например, при наличии в основании неводостойких грунтов необходимо учитывать возможность обводнения их в процессе строительства или эксплуатации сооружения; при строительстве на глинистых грунтах в текучем состоянии необходим учет нестабилизированного состояния основания (явление консолидации); расчет основания, сложенного грунтами с растительными остатками, требует учета дополнительных осадок фундаментов сооружений, строящихся на этих грунтах; оценка качества основания из насыпных грунтов невозможна без учета возраста насыпи, характера отсыпки, состава насыпного грунта и т. д.

Подсчет величин нормативных давлений для грунтов, указанных в п. 2.15, следует производить как и для других грунтов по формулам 12 и 13 главы СНиП II-Б.1-62, используя характеристики грунтов ($c$ и $\varphi$), определенные

---

[1] В п. 2.13 главы СНиП II-Б.1-62 торфами следует считать грунты, содержащие растительных остатков больше 60%, как это указано в п. 6.13 главы СНиП II-А.10-62.

во всех случаях, как уже указывалось, на основе изысканий.

**2.16.** Однородность грунтов основания определяется по данным геологических изысканий. Выдержанность горизонтальности напластования определяется с точностью $\pm 0{,}5$ *м*.

**К п. 2.16.** Характер напластования грунтов слагающих основание здания или сооружения (толщина отдельных слоев грунта и глубина их залегания от поверхности земли), и сопоставление физико-механических характеристик каждого слоя грунта имеют большое значение в выборе оптимальной глубины заложения фундаментов и определении расчетных осадок.

Из требований п. 2.16, повторяющих п. 56 НиТУ 127—55, не вытекает необходимости бурения большого числа скважин, хотя последнее в отдельных случаях может оказаться обязательным. Число скважин определяется степенью сложности инженерно-геологических условий и характером возводимых зданий.

Точность $\pm 0{,}5$ *м* является минимально необходимой для того, чтобы установить по п. 5.28 уклон в 0,1, так как уже при расстоянии между скважинами в 5 *м* уклон 0,1 соответствует 0,5 *м*.

## 3. ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ

**3.1.** При проектировании фундаментов необходимо учитывать сезонные и многолетние колебания уровня грунтовых вод, а также возможность его понижения или повышения, связанные с проведением технических мероприятий (дренаж, водопроводная и канализационная сеть на площадке, подпор воды плотинами и т. п.).

Примечание. Многолетние колебания уровня грунтовых вод для первых строящихся зданий или сооружений на вновь осваиваемых площадках разрешается определять косвенным путем, руководствуясь при этом соответствующими нормативными документами на исследование грунтов оснований.

**К п. 3.1.** Сведения о наивысшем и наинизшем уровнях грунтовых вод, вызываемых местными климатическими условиями, должны содержаться в материалах исследований грунтов, передаваемых проектировщику.

Наивысший уровень грунтовых вод и время его стояния определяют во многих случаях отметки подошвы фундаментов, отметки полов подземных помещений, размеры устройств по гидроизоляции подземных помещений, конструкцию полов в них, поскольку при наивысшем уровне грунтовых вод все части сооружения, оказавшиеся ниже этого уровня воды, будут испытывать взвешивающее действие воды и боковое гидростатическое давление.

Наинизший уровень грунтовых вод определяет отметку, выше которой не следует размещать деревянные элементы конструкций в грунте во избежание быстрого загнивания от переменного увлажнения и осушения (например, головы деревянных свай).

Деформации грунта от колебания уровня грунтовых вод, вызванных климатическими условиями, не имеют существенного значения для работы этих грунтов в качестве основания сооружения. Грунт, испытав в течение тысячелетий воздействие подъемов и опусканий грунтовой воды, в данном месте, принял стабильное состояние. Проектировщик должен предвидеть эффект действия на грунт основания таких подъемов и опусканий грунтовых вод, которые грунт не испытывал до постройки сооружения и которые могут произойти в связи с проведением технических мероприятий, упомянутых в п. 3.1, после постройки и ввода в эксплуатацию проектируемого сооружения. Поэтому проектировщик обязан получить сведения в планирующих органах о перспективах развития района, в котором располагается проектируемое им сооружение, в отношении этих технических мероприятий.

Впервые испытываемые грунтом подъемы и опускания грунтовых вод могут привести к дополнительным осадкам и даже снижению несущей способности основания сооружения, помимо затопления подземных помещений, взлома полов в них или обнажения голов деревянных свай.

Действительно, при понижении уровня грунтовых вод частицы грунта, расположенные в слое между первоначальной и сниженной отметками уровня, перестают испытывать действие силы Архимеда, направленной противоположно силе тяжести, и поэтому вес этих частиц грунта полностью передается всем нижележащим частицам и вызывает их уплотнение и, следовательно, дополнительно осадку фундаментов от понижения уровня грунтовых вод.

Увеличение природного давления может быть подсчитано по схеме, показанной на рис. 4.

До понижения уровня грунтовых вод природное давление в плоскости $ab$ составляло (рис. 4,*а*).

$$p_{ab} = \gamma' H_1,$$

где $\gamma'$ — объемный вес грунта во взвешенном состоянии.

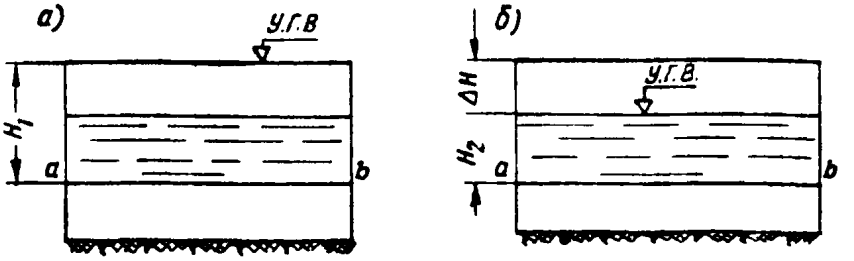



Рис. 4. Изменение давления в массиве грунта при понижении уровня грунтовых вод

После понижения уровня грунтовых вод на $\Delta H$ давление в плоскости $ab$ будет (рис. 4,*б*)

$$p_{ab} = \gamma \Delta H + \gamma' H_2,$$

где $\gamma$ — объемный вес грунта при влажности после понижения уровня грунтовых вод.

Изменение природного давления, обусловленное понижением пьезометрического уровня, составляет

$$\gamma \Delta H + \gamma' H_2 - \gamma' H_1 = (\gamma - \gamma') \Delta H = \gamma_в \Delta H,$$

где $\gamma_в$ — объемный вес воды.

Таким образом, понижение уровня грунтовой воды на $\Delta H$ увеличивает давление на нижележащие слои грунта на величину, равную весу столба воды высотой $\Delta H$.

Подсчитаем величину осадки глинистого грунта, вызванную понижением уровня грунтовых вод на $\Delta H$ (рис. 5). При высоте капиллярного поднятия $\Delta K \geqslant \Delta H$ это понижение равносильно приложению равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $q = \gamma_в \Delta H$ на глубине $H_1$. Величина сжимаемой толщи определяется из условия равенства дополнительного давления 0,2 частям природного давления подобно тому, как это принято при расчете осадок фундаментов (см. п. 5.16)

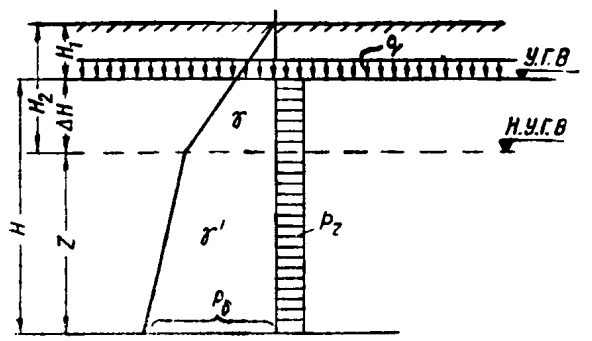



Рис. 5. Расчетная схема распределения давлений при подсчете осадки грунта при понижении уровня грунтовых вод

$$p_z = 0{,}2\, p_б$$

или

$$\gamma_в \Delta H = 0{,}2\,[\gamma (H_1 + \Delta H) + \gamma' z], \qquad 10$$

где $\gamma_в$ — объемный вес воды;

$\gamma$ — объемный вес водонасыщенного грунта;

$\gamma'$ — объемный вес взвешенного грунта.

Объемный вес водонасыщенных грунтов можно принять в среднем равным 2 *г/см*$^3$, тогда объемный вес взвешенного грунта будет 1 *г/см*$^3$. Подставляя эти значения в уравнение 10, получим

$$\Delta H = 0{,}4 H_1 + 0{,}4 \Delta H + 0{,}2 z,$$

отсюда

$$z = 3 \Delta H - 2 H_1.$$

Тогда величина сжимаемой толщи будет равна

$$H = 4 \Delta H - 2 H_1 см. \qquad 11$$

Формула 11 может использоваться для приблизительных подсчетов величины осадки, вызванной понижением уровня грунтовых вод.

**Пример.**

Подсчитать величину осадки супесчаного грунта с модулем деформации $E = 200$ *кг/см*$^2$, если первоначальный уровень грунтовой воды, находившийся на глубине $H_1 = 1$ *м*, был понижен на 5 *м*.

Увеличение давления в результате понижения уровня грунтовой воды составит

$$q = \gamma_в \Delta H = 0{,}001 \cdot 500 = 0{,}5 \text{ кг/см}^2.$$

Сжимаемая толща будет равна

$$H = 4 \Delta H - 2 H_1 = 20 - 2 = 18 \text{ м}.$$

Величина осадки грунта составит

$$S = \frac{qH}{E} = \frac{0{,}5 \cdot 1800}{200} = 4{,}5 \text{ см}.$$

С повышением уровня грунтовых вод возникает взвешивающее действие воды на скелет грунта, уменьшаются силы взаимодействия

между его частицами. Набухающие глинистые грунты за счет увеличения влажности набухают, пористость их возрастает и соответственно уменьшается модуль деформации. Кроме того, при подъеме уровня грунтовых вод возникают объемные гидростатические силы, направленные снизу вверх, взрыхляющие грунт. Глинистые просадочные грунты при повышении уровня грунтовых вод дают просадки. Таким образом, повышение уровня грунтовых вод, как правило, ухудшает строительные свойства грунтов.

Искусственное понижение уровня грунтовых вод дренажем в песчаном грунте обычно не вызывает существенной осадки, так как даже рыхлый песок относительно несжимаем. Только в тех случаях, когда песок чрезвычайно рыхлый, так что его структура действительно может нарушиться, понижение уровня грунтовых вод может привести к значительным осадкам.

Следует указать, что колебания уровня грунтовых вод могут в конце концов вызвать большие осадки. При обычных условиях производства работ за время строительства уровень грунтовых вод понижается только 1—2 раза и осадка незначительна. Когда откачка вызывает большую осадку в песке, то эта осадка обычно обусловливается другими причинами, а не увеличением эффективного веса дренированной части песка. Наиболее обычной причиной является небрежная откачка воды из зумпфов, вызывающая вынос частиц грунта из массива и образование в нем значительных пустот, обрушение сводов которых приводит к тому, что поверхность грунта проседает.

Если грунт содержит прослойки глины, ила, торфа или состоит из мощных пластов глины, то понижение уровня грунтовых вод может вызвать значительную осадку вследствие высокой сжимаемости этих грунтов.

Если под сжимаемым пластом лежит песчаный грунт, то понижение уровня грунтовых вод в котловане распространяется на большое расстояние от выемки (песок имеет высокий коэффициент фильтрации). Поэтому осадки вышележащего грунта могут возникнуть довольно далеко от места строительства и вызвать серьезные повреждения существующих сооружений. Осадки фундаментов соседних сооружений могут произойти и в случае, если они окажутся в зоне действия глубинных трубчатых колодцев. Так, например, при строительстве московского метрополитена около здания гостиницы начали производить водоотлив с понижением уровня грунтовых вод на 27 *м* ниже подошвы фундамента (с целью постройки шахты метро). Осадка здания стала быстро возрастать.

Опасность повреждения существующих сооружений вынуждает иногда отказаться от применения способа искусственного понижения уровня грунтовых вод. В этом случае с успехом может быть применен способ искусственного замораживания водоносного пласта.

Значительное понижение уровня грунтовых вод может произойти в результате устройства водоводной и канализационной сети, после асфальтирования улиц и устройства ливневой канализации. Изменение режима источника питания, например повышение уровня воды в реке, вызванное устройством плотины, или создание искусственного водохранилища приводят к повышению уровня грунтовых вод. Поэтому фундаменты построек, расположенных вдоль этих водных бассейнов, будут испытывать все неблагоприятные воздействия от повышения уровня грунтовых вод, описанные ранее. В целях защиты фундаментов от подтопления может быть применен береговой вертикальный дренаж, состоящий из скважин, расположенных на определенном расстоянии друг от друга.

**3.2.** Степень агрессивности грунтовых природных вод для материала фундаментов, а также возможность их загрязнения агрессивными производственными водами учитываются при расположении уровня грунтовых вод выше подошвы фундаментов.

Агрессивность воды, могущей омывать фундаменты, определяется на основе результатов химического анализа воды по указаниям соответствующих нормативных документов.

В случае агрессивности грунтовых или производственных вод должны быть предусмотрены мероприятия, обеспечивающие материал фундамента от разрушения.

**К п. 3.2.** Агрессивные грунтовые воды вызывают коррозию цементных растворов и бетона.

Степень сопротивления бетонов и цементных растворов коррозии зависит как от свойств и условий действия агрессивных вод, так и от свойств самого бетона.

При наличии агрессивных грунтовых или производственных вод должны быть предусмотрены специальные мероприятия, предохраняющие фундаменты и подземные части сооружений от разрушения.

Меры защиты подземных конструкций от агрессивных вод в основном сводятся к придании материалу бо́льшей химической стойкости или к изоляции конструкций от грунтовых вод.

Химическая стойкость бетона тем больше, чем плотнее бетон; она повышается также при добавлении к портландцементу пуццолана, шлака и т. п.

Иногда при наличии источника агрессивных вод (река, сточные воды и т. д.) хорошим и экономически выгодным решением является устройство вокруг сооружения нейтрализационных барьеров. Барьеры выполняют в виде канав или котлованов, заполненных известковым щебнем или камнем. При взаимодействии кислоты с известняком происходит нейтрализация воды и ее агрессивные свойства снижаются.

Изоляцию подземных конструкций от непосредственного соприкосновения с водой осуществляют с помощью химически стойких оболочек.

Простейшей изоляцией, хорошо предохраняющей конструкции от действия агрессивных вод, может быть глиняный замок, устроенный из хорошо перемятой и утрамбованной глины.

Изоляцией могут служить покрытие изолируемой поверхности штукатуркой из плотного цементного раствора; обработка ее химически стойкими растворами (флюатами, кремнефтористой кислотой), покрытие битумными материалами.

При сильно агрессивных водах приходится вообще изолировать поверхность конструкции от соприкосновения с грунтовыми водами. В этом случае обычно применяют оклеечную изоляцию из битумных рулонных материалов. Изоляция должна быть уложена как с боков, так и снизу по подошве сооружений.

Разрушающее действие на бетон производственных вод аналогично действию природных, а в некоторых случаях даже сильнее. В сточных водах концентрация солей и кислот может быть выше, чем в природных, газы, выделяющиеся из сточных или производственных вод, могут образовывать кислоты и соли, разрушающие сооружение.

Поэтому оценка степени агрессивности производственных и сточных вод должна производиться на основании химического анализа, рекомендуемого выше для природных вод.

Численные значения величин, определяющих агрессивность воды по отношению к различным материалам конструкций, а также мероприятия по их защите регламентируются следующими нормативными документами:

1) инструкция по проектированию. «Признаки и нормы агрессивности воды-среды для железобетонных конструкций» (СН 249—63);

2) «Защита строительных конструкций от коррозии. Правила производства и приемки работ» (СНиП III-В.6-62);

3) «Указания по проектированию антикоррозийной защиты строительных конструкций промышленных зданий в производствах с агрессивными средами» (СН 262—63);

4) «Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы и изделия, стойкие против коррозии» (СНиП I-В.27-62).

**3.3.** Если грунты, окружающие фундамент, подвергаются воздействию текучих вод со скоростями, при которых возможно размывание грунтов, а также в случаях, когда в основаниях, состоящих из песчаных грунтов или супесей, грунтовые воды движутся со скоростями, способными вымывать частицы грунта, должны приниматься надлежащие меры для защиты основания (дренаж, шпунт и т. д.).

**К п. 3.3.** Движущаяся со значительной скоростью грунтовая вода может вызвать явление суффозии — вымывания мелких частиц грунта. По мере выноса мелких частиц увеличиваются размеры пор грунта, а вместе с этим увеличиваются скорости фильтрации воды, при которых возможно вымывание уже более крупных частиц.

Таким образом, начавшийся процесс выноса частиц с течением времени все более и более увеличивается.

Предотвращение опасности выноса частиц грунта из основания достигается удлинением путей фильтрации, в результате чего уменьшаются скорости и градиенты фильтрации. Для увеличения пути фильтрации устраиваются водонепроницаемые (шпунтовые) стенки и т. п.

Защитными мерами против размыва грунта являются также такие меры, как укрепление самого грунта посредством цементации или химическим способом, а также устройством дренажных каналов, которые уменьшают скорость фильтрации грунтовой воды, изменяют направление фильтрации, отводя воду от сооружения.

**3.4.** При проектировании фундаментов или подземных частей сооружений, закладываемых ниже уровня грунтовых вод, должны предусматриваться мероприятия, предупреждающие прорыв, взрыхление, размыв или другие повреждения восходящими токами воды слоев грунта, залегающих в основании.

**К п. 3.4.** При устройстве фундаментов, закладываемых ниже уровня грунтовых вод, приток последних в отрываемый котлован уменьшает устойчивость откосов и вызывает иногда обрушение креплений. Откачка воды

из котлована насосами сопровождается непрерывным притоком грунтовых вод через дно котлована, которые значительно разрыхляют грунт и ухудшают качество естественного основания. Водоотлив с большими скоростями может привести к тому, что вместе с водой будет удаляться много грунтовых частиц, что может привести к подземной эрозии грунта, образованию в нем тоннелей, обрушение кровли которых приводит к осадкам поверхности грунта, окружающего котлован, к расплыванию откосов или к разрушению крепления котлована.

В качестве мероприятий по защите грунтов оснований от размыва можно рекомендовать крепление вертикальных откосов котлованов, которое осуществляется забивкой сплошных рядов из шпунтовых свай, что уменьшает приток воды и устраняет вымыв грунта из откосов.

Следует иметь в виду, что устройство водонепроницаемого шпунтового крепления откосов может привести к выпуску грунта в котлован, вызванному эрозийным действием воды, когда она поднимается ко дну котлована вдоль внутренней поверхности шпунтовых рядов. Этого можно избежать путем устройства проницаемого крепления стенок котлована вместо непроницаемого. Так как открытый водоотлив из котлована сопровождается непрерывным притоком грунтовых вод через дно (рис. 6), что вызывает повреждение слоев грунта, взрыхление их, то в таких случаях осушение котлована надо производить путем искусственного понижения уровня грунтовых вод в течение всего периода постройки сооружения.

Если же применяется открытый водоотлив, то воду необходимо забирать из специально устроенных в дне котлована приямков (зумпфов) так, чтобы уровень воды в них всегда стоял ниже выработки дна котлована примерно на 0,2—0,5 *м*.

При малых напорах фильтрационной воды необходимо:

а) во время отрывки земли при любом

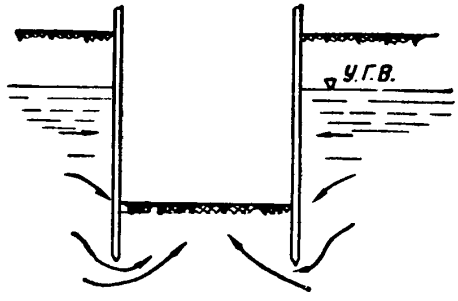



Рис. 6. Схема движения воды в котлован при открытом водоотливе

промежуточном положении дна котлована иметь глубину ($h_к$) водосборных колодцев на 1 *м* ниже дна котлована (рис. 7);

б) отрывку грунта в котловане в первую очередь производить в виде продольных боковых каналов, начиная от водосборных колодцев;

в) откачку воды производить в возможно

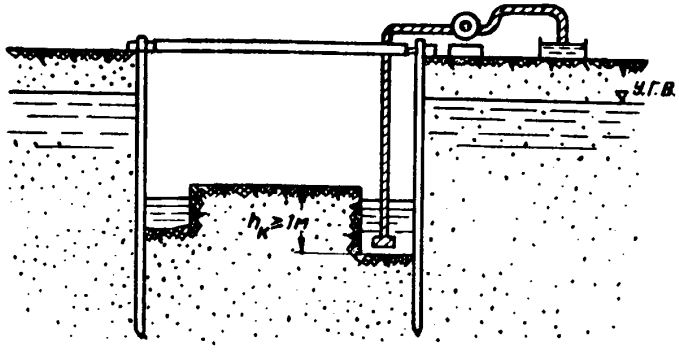



Рис. 7. Схема открытого водоотлива

большем количестве точек по периметру котлована.

**3.5.** Проверка возможности прорыва напорными водами вышележащего слоя, если в основании проектируемого сооружения зале-

гают водоупорные слои глины, суглинка или ила, подстилаемые слоем с напорными водами, производится исходя из условия

$$\gamma_в H_0 < \gamma_0 h_0, \qquad 12\ (7)$$

где $\gamma_в$ — удельный вес воды;

$H_0$ — высота напора воды, отсчитываемая от подошвы проверяемого водоупорного слоя до максимального уровня грунтовых вод;

$\gamma_0$ — объемный вес грунта проверяемого слоя с учетом веса воды в порах;

$h_0$ — расстояние от дна котлована до подошвы проверяемого слоя.

Если это условие не удовлетворяется, необходимо искусственное понижение напора водоносного слоя (откачка или устройство самоизливающих скважин).

Примечание. Искусственное снижение напора должно производиться до тех пор, пока фундамент не приобретет достаточную прочность и устойчивость, обеспечивающие восприятие нагрузки от напора грунтовых вод; прекращение искусственного понижения напора допускается во всяком случае не ранее окончания работ по обратной засыпке грунта в пазухи котлована.

**К п. 3.5.** При сооружении котлована, дно которого сложено водоупорными грунтами, подстилаемыми слоем с напорными водами, в случае если гидростатическое давление в плоскости $AB$ равное $\gamma_в H_0$ (рис. 8) окажется больше давления от веса грунта $\gamma_0 h_0$, возможен прорыв водоупорного слоя напорными водами.

При ориентировочных расчетах можно пользоваться условием

$$H_0 \leqslant 2 h_0,$$

так как объемный вес $\gamma_0$ большинства водонасыщенных грунтов примерно в 2 раза больше удельного веса $\gamma_в$ воды. Если это условие не удовлетворяется, то для предотвращения аварии должны быть устроены выпуски для воды, находящейся под преграждающим слоем. Эти выпуски называются разгрузочными

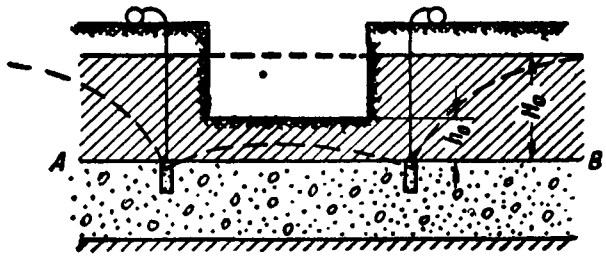



Рис. 8. Схема проверки возможности прорыва дна котлована напорными водами

самоизливающимися скважинами. Самый простой способ их устройства заключается в том, чтобы опустить подмывом иглофильтры, промыть вокруг них цилиндрическое пространство в грунте и заполнить это пространство крупным песком. Понизить напор водоносного слоя можно также откачкой воды из него. Для этой цели могут быть успешно применены эжекторные иглофильтровые установки.

При этом понижение напора необходимо производить до момента полного окончания работ по устройству фундаментов, включая и обратную засыпку грунта в пазухи котлована, во избежание прорыва водоупорного слоя.

## 4. ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

**4.1.** Глубина заложения фундаментов должна определяться с учетом:

а) назначения зданий и сооружений, наличия подвалов, подземных коммуникаций и фундаментов под оборудование;

б) величины и характера нагрузок, действующих на основание;

в) глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;

г) геологических и гидрогеологических условий строительной площадки (виды грунтов и их физическое состояние; уровень грунтовых вод и возможные колебания и изменения его в период строительства и эксплуатации зданий и сооружений; наличие верховодки), а также климатических особенностей района;

д) возможности пучения грунтов при промерзании и осадки при оттаивании.

Примечание. Глубина промерзания грунта определяется условиями, характеризуемыми в п. 2.11 настоящих норм.

**К п. 4.1.** Во многих случаях глубина заложения фундаментов диктуется конструктивными и эксплуатационными особенностями проектируемого здания или сооружения. При наличии подвального помещения глубина заложения фундаментов определяется необходимостью заглубления их ниже пола подвала. Минимальное заглубление фундаментов ниже подвала обычно принимается равным 0,2—0,5 *м*.

При установке металлических и железобе-

тонных мачт, колонн и других аналогичных конструкций, а также при устройстве фундаментов под машины глубина заложения фундаментов нередко определяется условиями заделки анкерных болтов.

С большой глубиной заложения устраиваются фундаменты тяжелого оборудования (фундаменты тяжелых кузнечных молотов, крупных прессов и т. д.).

Величина и характер нагрузки, действующей на основание, во многом определяют глубину заложения фундаментов. Например, для того, чтобы уменьшить величину ожидаемых осадок фундаментов, при прочих равных условиях возможно применение бо́льшей глубины заложения фундаментов, чем это требуется по конструктивным соображениям и из условия промерзания.

Глубина заложения фундаментов, воспринимающих горизонтальную или вырывающую нагрузку, в основном зависит от величины этих нагрузок.

При назначении глубины заложения фундаментов проектируемого здания или сооружения следует учитывать глубину заложения фундаментов соседних сооружений. В месте непосредственного примыкания проектируемого сооружения к существующему подошвы фундаментов должны находиться на одних отметках. Если отметки подошвы существующего и строящегося фундаментов разные, то должно быть выдержано условие

$$\frac{\Delta H}{l} \leqslant \operatorname{tg}\varphi, \qquad 13$$

где $\Delta H$ — разность отметок фундаментов;

$l$ — расстояние между фундаментами в плане;

$\varphi$ — угол внутреннего трения грунта.

Если расстояние $l$ между фундаментами таково, что условие 13 не выполняется, то перед отрывкой котлована для возводимого фундамента можно забить шпунтовую стенку, под прикрытием которой и вести разработку котлована (рис. 9).

Геологическое строение площадки строительства является важнейшим фактором при выборе глубины заложения фундаментов.

Чрезвычайно большое разнообразие грунтов, различный характер их напластований, различные физические и механические их характеристики, а также различные гидрогеологические условия площадки заставляют задачу выбора глубины заложения фундаментов решать обычно в нескольких вариантах и рациональную глубину заложения фундаментов определять технико-экономическим сравнением этих вариантов.

Глубина заложения подошвы фундамента, установленная по ряду соображений (в частности, исходя из условия глубины промерзания грунта, конструктивных особенностей

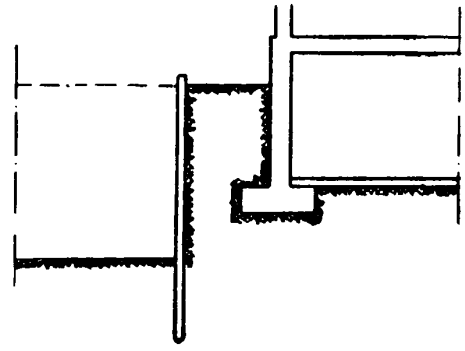


Рис. 9. Шпунтовая стенка

здания и т. д.), должна обеспечивать нормальную эксплуатацию здания или сооружения. Как будет показано далее, расчет по деформациям предполагает определение величины нормативного давления на грунт основания фундамента и затем величины ожидаемой осадки. Обе эти величины зависят от глубины заложения подошвы фундамента и могут быть изменены с изменением последней.

Так, если в основании фундамента залегает однородный грунт, то увеличение глубины заложения приведет к увеличению нормативного давления и уменьшению осадки.

Однако грунт в основании фундамента, являясь однородным, может оказаться слабым, например, сильносжимаемым. Тогда увеличение глубины заложения с целью уменьшения осадки может привести к такому заглублению, что вариант опирания фундамента на естественный грунт окажется экономически нецелесообразным. В таких случаях обычно применяются мероприятия, улучшающие свойства грунтов (уплотнение, различные виды закрепления, песчаные, каменные подушки и т. д.), или применяются свайные фундаменты.

Часто отметка подошвы фундамента, принятая исходя из конструктивных соображений или из условия глубины промерзания грунта, оказывается в толще слабого грунта, а ниже на сравнительно небольшой глубине залегает грунт с лучшими характеристиками. В этом случае целесообразно опереть фундамент на этот грунт. При этом может оказаться экономически выгодным сделать фундамент

из коротких свай с заглублением их концов в грунт с более высокими прочностными и деформационными характеристиками.

При выборе глубины заложения фундаментов необходимо также считаться с гидрогеологическими условиями площадки.

Учет положения грунтовых вод необходим прежде всего при назначении глубины заложения фундаментов из условия сезонного промерзания.

Для уменьшения стоимости и упрощения производства работ по возведению фундаментов глубину их заложения желательно назначать с учетом материала и конструкции фундамента так, чтобы фундамент был полностью расположен выше уровня грунтовых вод или был ниже этого уровня на минимальную глубину.

При назначении глубины заложения фундамента необходимо также учитывать возможность колебаний уровня грунтовых вод или его изменения в период строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Если эти колебания происходят ниже подошвы фундамента на глубине более ширины фундамента и скорость движения воды невелика, то грунтовые воды не оказывают существенного влияния на несущую способность основания и осадку здания или сооружения.

При колебании уровня грунтовых вод вблизи подошвы фундамента и выше ее несущая способность некоторых грунтов основания (например, мелкого и пылеватого песка, супеси и т. д.) значительно снижается.

Если же при этом грунтовые воды имеют большую скорость движения и наблюдается вынос мелких частиц грунта из-под подошвы фундаментов, то возможны значительные деформации оснований.

На местности, покрытой водой, минимальная глубина заложения принимается такой, чтобы была исключена всякая возможность подмыва фундамента.

В слоистых структурных глинах и суглинках при большом количестве дождей возможно образование верховодки. Это необходимо учитывать, так как поднятие горизонта воды выше среднего многолетнего уровня в зимний период может вызвать пучение грунтов основания.

Одним из важнейших факторов, который учитывают при назначении глубины заложения подошвы фундамента, является глубина сезонного промерзания грунтов района строительства. Это связано с возможностью пучения при промерзании.

К пучинистым грунтам относятся мелкие и пылеватые пески, супеси, суглинки и глины. Крупнообломочные грунты с заполнителем, состоящим из частиц размером меньше 0,1 *мм* в количестве более 30% по весу, промерзающие в условиях увлажнения, также следует относить к пучинистым грунтам.

При понижении температуры вода, содержащаяся в порах водонасыщенного грунта, замерзает. При этом если грунт представляет собой крупный песок или гравий, то это замерзание не изменяет структуры грунта.

С другой стороны, если замерзает водонасыщенный мелкий или пылеватый песок, этот процесс сопровождается образованием прослоек чистого льда, располагающихся почти параллельно поверхности, подверженной действию низких температур.

Толщина отдельных прослоек льда может возрастать до нескольких сантиметров, и замерзший грунт приобретает характер слоистого материала, состоящего из перемежающихся слоев грунта и чистого льда. Ледяные прослойки развиваются преимущественно в грунтах, имеющих в своем составе пылеватые частицы. По мере роста кристаллы льда раздвигают зерна грунта в сторону и увеличивают таким образом объем пор. Вода, идущая на образование ледяных прослоек, подтягивается из нижележащих слоев грунта. Отсюда ясно значение для возможности пучения грунта при промерзании положения уровня грунтовой воды.

Так как количество воды, которая мигрирует от горизонта грунтовых вод, непрерывно увеличивается, ледяные прослойки также растут в течение всего морозного периода и поверхность грунта над зоной промерзания поднимается. Это явление носит название морозного пучения.

Последующее таяние превращает грунт, содержащий ледяные прослойки, в зоны переувлажненного и размягченного материала.

Пучение грунта при его промерзании может привести к подъему фундаментов с последующей неравномерной осадкой их в период оттаивания.

Поэтому при назначении глубины заложения подошвы фундамента необходимо знать глубину промерзания грунта.

**4.2.** Нормативная глубина промерзания грунта $H^н$ принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов по данным наблюдений за фактическим промерзанием грунтов под

открытой, оголенной от снега поверхностью за срок не менее 10 лет.

4.3. При отсутствии данных многолетних наблюдений нормативную глубину промерзания $H^н$ разрешается определять на основе теплотехнических расчетов или по схематической карте нормативных глубин промерзания грунта на территории СССР, приведенной в главе СНиП II-А.6-62 «Строительная климатология и геофизика. Основные положения проектирования», либо по формуле

$$H^н = 23\sqrt{\Sigma T_м + 2}\ см, \qquad 14\ (8)$$

где $\Sigma T_м$ — сумма среднемесячных отрицательных температур воздуха за зиму, принятая как средняя из данных многолетних наблюдений местной метеорологической станции (данные вставляются в формулу со знаком плюс), а при отсутствии таких данных величина $\Sigma T_м$ может быть определена ориентировочно по данным наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях со строительной площадкой.

Примечания: 1. Схематическая карта и формула 14 (8) не распространяются на горные районы.

2. Для супесей и песков мелких и пылеватых нормативная глубина промерзания принимается по схематической карте или по формуле 14 (8) в обоих случаях с коэффициентом 1,2.

**К пп. 4.2. и 4.3.** Нормативная глубина промерзания грунта, необходимая для проектирования фундаментов, может быть определена путем использования материалов многолетних наблюдений за фактическим промерзанием грунтов на площадке в районе предполагаемого строительства. Эта площадка должна быть открытой и очищенной от снега.

При использовании данных наблюдений следует прежде всего установить сходство грунтовых условий (тип грунта, влажность, объемный вес и горизонт грунтовых вод) на площадке, где производились наблюдения за глубиной промерзания грунта, и на площадке, для которой назначают глубину промерзания грунта.

Нормативная глубина промерзания грунта получается путем осреднения ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания, наблюдавшихся за период не менее 10 лет.

При отсутствии материалов многолетних наблюдений нормативную глубину промерзания разрешается определять на основе теплотехнических расчетов или по схематической карте (рис. 10).

На карте нанесены термоизогипсы—линии одинаковых нормативных глубин промерзания грунтов. Для супесей и песков мелких и пылеватых нормативная глубина промерзания, полученная по карте или по формуле 14(8), должна быть увеличена на 20%.

Следует подчеркнуть, что карта и формула не распространяются на горные районы.

Нормативную глубину промерзания грунтов можно определить на основе теплотехнических расчетов из формулы

$$\tau = \left(Q + \frac{C\theta}{2}\right)\left(\frac{\lambda\,\theta}{q^2}\ln\frac{\lambda\theta - qS}{\lambda\theta - q(h+S)} - \frac{h}{q}\right), \qquad 15$$

где $h$ — глубина промерзания, наибольшая за некоторый расчетный период $\tau$;

$\tau$ — длительность сезона промерзания в часах, определенная как средняя величина из результатов многолетних наблюдений за этой величиной;

$\theta$ — разность средней температуры воздуха за зимний сезон и температуры промерзания грунта, определяемая как средняя величина за ряд лет $B$ в °С;

$Q$ — количество скрытой теплоты плавления льда в единице объема грунта в *ккал/м*³ (~80 000);

$C$ — объемная теплоемкость мерзлого грунта в *ккал/м*³ · *град* (от $0{,}2 \cdot 10^{-3}$ до $0{,}6 \cdot 10^{-3}$);

$\lambda$ — коэффициент теплопроводности мерзлого грунта в *ккал/м . град · ч* (от 0,3 до 2,5);

$q$ — средний за зиму тепловой поток к границе промерзания из нижележащих слоев грунта в *ккал/м*² · *ч*;

$S$ — условная толщина слоя мерзлого грунта, термическое сопротивление которого равно термическому сопротивлению теплоизоляции поверхности, определяемая по формуле

$$S = \lambda\left(\frac{1}{\alpha} + \frac{l_и}{\lambda_и}\right),$$

где $\alpha$ — величина, зависящая от интенсивности движения воздуха и принимаемая равной 20 *ккал/м*² · *град* · *ч*.

$l_и$ и $\lambda_и$ — соответственно толщина и коэффициент теплопроводности слоя изоляции.

Формула 15 неприменима при весовой влажности грунтов меньше 3%.

При расчете глубины промерзания грунта по этой формуле все необходимые для расчета данные обычно осредняются по времени и глубине промерзания на весь расчетный период.

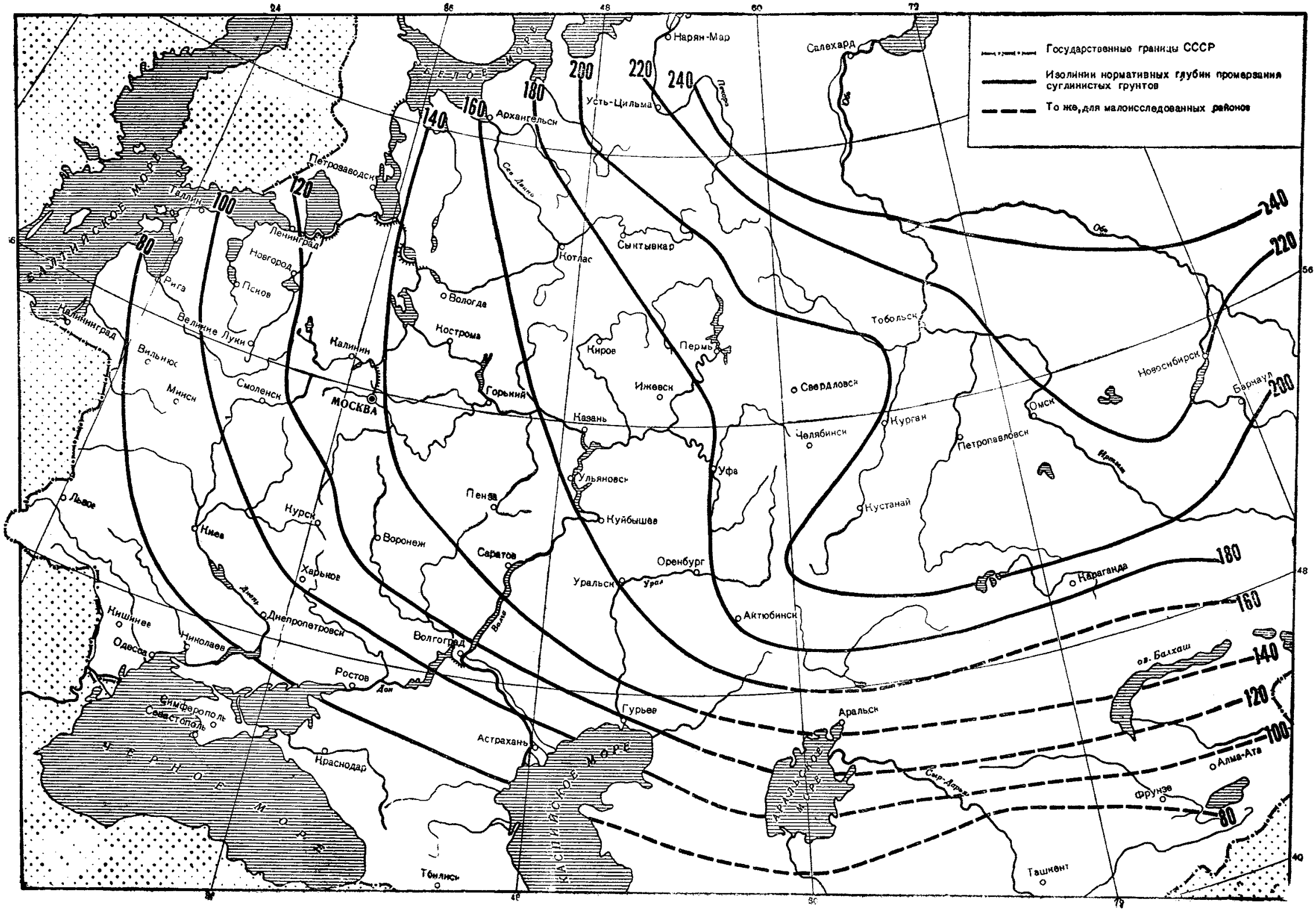



Рис. 10. Карта нормативных глубин промерзания

Для удобства расчетов по этой формуле следует пользоваться номограммами, помещенными в «Технических условиях по определению нормативной глубины промерзания грунта расчетом» ВСН 45—60. Минтрансстрой СССР. 1961 г.

В этом же документе даны схематические карты изолиний для определения величин, входящих в формулу 15.

**4.4.** Расчетная глубина промерзания определяется по формуле

$$H = m_t H^н, \qquad 16\ (9)$$

где $H^н$ — нормативная глубина промерзания;
$m_t$ — коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен, определяемый по указаниям п. 4.5.

**4.5.** Коэффициент влияния теплового режима $m_t$ здания на промерзание грунта у наружных стен здания принимается по табл. 6(5).

Таблица 6 (5)

**Коэффициент влияния теплового режима $m_t$ здания на промерзание грунта**

| Тепловой режим здания и конструкция полов | Коэффициент $m_t$ |
|---|---|
| Регулярно отапливаемые здания с расчетной температурой воздуха в помещении не ниже 10 С: | |
| полы на грунте . . . . . | 0,7 |
| » » лагах по грунту . . . . . | 0,8 |
| » » балках . . . . . | 0,9 |
| Прочие здания . . . . . | 1,0 |

Примечания. 1. Здания с неотапливаемым техническим подпольем относятся к группе прочих.

2. Глубина промерзания грунтов у холодильников и в случае применения теплозащиты определяется специальными расчетами.

### К пп. 4.4 и 4.5. Пример.

Определить расчетную глубину промерзания для фундамента регулярно отапливаемого здания с полами на лагах по грунту. Здание строится в районе Куйбышева. Грунты — супеси.

По карте (рис. 10) для заданного района строительства нормативная глубина промерзания равняется 1,6 *м*.

Для супесей нормативная глубина промерзания будет равна

$$H^н = 1{,}6 \cdot 1{,}2 = 1{,}92\ м.$$

По табл 5(5) находится коэффициент теплового режима здания

$$m_t = 0{,}8.$$

Тогда расчетная глубина промерзания $H$ будет равна

$$H = 0{,}8 \cdot 1{,}92 = 1{,}54\ м.$$

**4.6.** Глубина заложения фундаментов из условий учета возможности пучения грунтов основания при промерзании назначается по табл. 7(6).

**К п. 4.6.** Сезонное промерзание грунтов следует учитывать при назначении глубины заложения фундамента только при определенных геологических и гидрогеологических условиях, при которых возможно пучение грунта.

Основной причиной пучения грунта при замерзании, как уже указывалось, является не только переход имеющейся в порах грунта воды в твердое состояние, т. е. лед, но и увеличение объема грунта в процессе промерзания за счет увеличения содержания воды в порах грунта (миграция влаги). Интенсивность миграции влаги из нижележащих слоев грунта к уровню проникновения отрицательных температур будет увеличиваться с уменьшением расстояния от уровня грунтовых вод до уровня промерзания.

Опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений показывает, что в результате пучения грунтов в период промерзания и последующего оттаивания они оказываются ослабленными, разрыхленными и обладают большей деформативностью, а силы пучения бывают настолько велики, что происходит подъем фундаментов с последующей неравномерной осадкой их в период оттаивания грунтов. Все эти обстоятельства ведут к нежелательным, а порой к аварийным деформациям фундаментов и сооружений в целом.

Исходя из этого, глубину заложения подошвы фундаментов из условия сезонного промерзания грунтов назначают с учетом вида грунтов, их естественной влажности и глубины залегания грунтовых вод в период промерзания. В табл. 7(6) приведены данные о глубине заложения фундаментов с учетом возможности морозного пучения грунтов основания.

Глубину заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий и сооружений назначают без учета промерзания грунтов, однако до ввода здания и сооружения в эксплуатацию грунты должны быть защищены от промерзания и от увлажнения поверхностными водами.

При проектировании оснований фундаментов, сложенных пучинистыми грунтами,

Таблица 7 (6)

**Глубина заложения фундаментов из условий возможности пучения грунтов основания при промерзании**

| Вид грунта | Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод в период промерзания грунтов (с учетом указаний п. 3.1 настоящих норм) | Глубина заложения фундаментов от поверхности планировки |
|---|---|---|
| 1. Скальные и крупнообломочные грунты, а также гравелистые, крупные и средней крупности пески | Любое | Не зависит от глубины промерзания |
| 2. Пески мелкие и пылеватые, а также супеси твердой консистенции | Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более | |
| 3. Пески мелкие и пылеватые, а также супеси независимо от их консистенции | Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 *м* | Не менее расчетной глубины промерзания |
| 4. Супеси пластичной и текучей консистенции | Любое | |
| 5. Суглинки и глины с консистенцией $B \leqslant 0{,}5$ | Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более | Не зависит от глубины промерзания |
| 6. Суглинки и глины мягкопластичной консистенции | Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более | Назначается согласно п. 4.7 настоящих норм |
| 7. Суглинки и глины текучепластичной и текучей консистенции | Любое | Не менее расчетной глубины промерзания |
| 8. Суглинки и глины независимо от их консистенции | Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 *м* | |

Примечания: 1. Глубина заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается без учета промерзания грунтов при условии выполнения требований пп. 4.8 и 4.9 настоящих норм с начала строительства до ввода здания или сооружения в эксплуатацию.

2. Глубина заложения фундаментов стен и колонн зданий, имеющих неотапливаемые подвалы или подполья, при грунтах, указанных в пп. 3, 4, 6—8, назначается от пола подвала равной половине расчетной глубины промерзания.

следует учитывать требования «Указаний по проектированию и строительству малонагруженных фундаментов на пучинистых грунтах», разработанных НИИ оснований (Госстройиздат, 1963). В этих указаниях дается определение пучинистых грунтов в зависимости от вида грунта и условий увлажнения и промерзания.

4.7. Глубина заложения фундаментов при грунтовых условиях, предусмотренных в п. 6 табл. 7(6), при соответствующем экономическом обосновании может назначаться менее расчетной глубины промерзания при соблюдении требований пп. 4.8 и 4.9 настоящих норм только в тех случаях, когда расчетная глубина промерзания меньше 2,5 *м*, а при всех прочих условиях — не менее расчетной глубины промерзания.

**К п. 4.7.** Грунты, указанные в п. 6 табл. 7(6), те же, что и в п. 5, уровень грунтовых вод в обоих пунктах превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более, но грунты в п. 6 имеют большую влажность, следовательно, вероятность пучения этих грунтов при промерзании больше. Поэтому назначать глубину заложения подошвы фундамента в этих грунтовых условиях вне зависимости от глубины промерзания, как это сделано для п. 5, нельзя без некоторых оговорок. Глубина заложения фундаментов при грунтовых условиях, предусмотренных в п. 6, может назначаться менее расчетной глубины промерзания, если последняя меньше 2,5 *м* и если грунты оснований защищены от увлажнения поверхностными водами, а также от промерзания в период строительства, а для неотапливаемых зданий и в период эксплуатации.

В тех случаях, когда расчетная глубина промерзания превосходит 2,5 *м*, в указанных грунтовых условиях глубина заложения фундаментов должна быть не менее расчетной глубины промерзания.

4.8. Грунты оснований отапливаемых зданий, перечисленные в пп. 2—8 табл. 7(6), должны быть защищены от увлажнения поверхностными водами, а также и от промерзания их в период строительства, а для неотапливаемых зданий — и в период эксплуатации.

**К п. 4.8.** В период строительства грунты основания должны быть защищены от увлажнения поверхностными водами и от промерзания в зимний период.

В котловане, простоявшем открытым в течение всей зимы, после оттаивания весной грунты могут оказаться настолько переувлажненными и слабыми, что величину давления, передаваемого на них фундаментом, придется снизить.

Замораживание и оттаивание грунтов в естественных условиях не является равномерным, так как грунты основания при строительстве в период осенних дождей могут оказаться различным образом увлажненными и при различной величине засыпка у фундаментов будет промораживаться на разную глубину. Весной же при действии положительных температур воздуха оттаивание не будет происходить равномерно, что может вызвать деформации стен и нарушение устойчивости отдельных конструкций. Это может привести к задержке сроков строительства, а также к значительным затратам на восстановление поврежденных конструкций.

Поэтому заложенные фундаменты до наступления заморозков должны быть тщательно утеплены.

Что касается внутренних фундаментов, где глубина заложения принимается меньшей, чем глубина заложения наружных, повреждения наступят непременно, если грунт промерзнет. В постройках, которые к зиме не будут закончены и где не будут приняты меры защиты грунта в районе фундаментов от замораживания, повреждения неизбежны.

Но и в существующих зданиях, если в подвалах при отсутствии отопления грунт промораживается, повреждения наблюдаются довольно часто.

Практика и нормы допускают малое заглубление внутренних фундаментов зданий. Очевидно, что при возможности промерзания основания необходимо принимать меры, чтобы промерзание не случилось. Надо либо засыпать грунтом или шлаком подвалы, либо устраивать временное отопление.

4.9. Способ защиты грунтов основания от промерзания принимается в зависимости от характера здания или сооружения и от местных условий строительства.

**К п. 4.9.** В практике строительства в зависимости от вида сооружения, грунтовых и гидрогеологических условий применяются различные мероприятия для защиты грунтов основания от промерзания.

Заложение фундаментов на пучинистых грунтах производят не менее чем на глубину промерзания грунтов в эксплуатационный период. А в период строительства предохранение грунтов ниже подошвы фундаментов от промерзания производят при помощи различных утеплителей: снега, опилок, шлака.

Все заложенные фундаменты до наступления заморозков должны быть тщательно утеплены. Также должно быть произведено утепление и отопление первого этажа или подвала в период строительства.

Утепление фундаментов производят в виде засыпки грунтом с трамбовкой пазух котлованов фундаментов.

Утепление грунтов возле фундаментов осуществляют применением теплоизолирующих отмосток — постоянных (отмостки на шлаковой подушке) и временных (засыпка из снега, опилок, шлака и других материалов).

Для предохранения от промерзания грунтов, находящихся в основании, через подвальное помещение производят засыпку опилками или шлаком пола подвала, остекление оконных проемов в подвале, а иногда и отопление подвального помещения или первого этажа здания.

В период эксплуатации зданий и сооружений, главным образом промышленного характера, обогрев грунтов производят путем устройства вблизи фундаментов выделяющих тепло подземных коммуникаций (теплопроводы, воздуховоды и др.).

Применяют электропрогрев грунтов в холодных цехах, где фундаменты установлены под заводское оборудование и машины, а также под фундаментами зданий в период строительства в зимнее время.

Перечисленные мероприятия должны назначаться с учетом их взаимодействия, экономической целесообразности и значимости объекта строительства, с учетом местных дешевых строительных и теплоизоляционных материалов, а также степени развития промышленности в данном районе.

**4.10.** Помимо пучения грунтов, залегающих в основании, необходимо считаться с возможностью выпучивания фундаментов вследствие бокового смерзания последнего с окружающим его пучащимся грунтом, учитывая при этом нагрузки, действующие на фундамент. Возможность такого явления устанавливается на основе исследований в процессе изысканий.

**К п. 4.10.** Различают нормальные и касательные силы пучения грунтов при промерзании. Нормальные силы пучения грунтов возникают перпендикулярно к подошве фундамента, заложенного в слое сезонного промерзания, при промерзании грунтов ниже подошвы фундамента.

Касательные силы пучения развиваются по боковым поверхностям фундамента в грунте, непосредственно соприкасающемся с боковыми поверхностями.

Обычно при проектировании фундаментов в пучинистых грунтах заложение подошвы фундамента производят на глубину не менее глубины промерзания. Поэтому такой фундамент необходимо проверить на возможность выпучивания его вследствие смерзания с окружающим пучащимся грунтом.

Рекомендации по расчету фундаментов на возможность его выпучивания приводятся в «Указаниях по проектированию и строительству малонагруженных фундаментов на пучинистых грунтах» (Госстройиздат, 1963).

Для уменьшения и предупреждения деформаций вследствие смерзания пучинистых грунтов с боковой поверхностью фундаментов следует:

1) применять столбчатые и свайные фундаменты;

2) уменьшать площадь смерзания грунта с фундаментом;

3) устраивать противопучинные засыпки фундаментов из сухого гравия или гальки.

**4.11.** Для предупреждения пучинных явлений застраиваемая площадка должна быть ограждена нагорными канавами, тщательно спланирована с устройством поверхностных водоотводных канав и лотков, а при необходимости — и глубоких дренажей.

**К п. 4.11.** Более влажные грунты пучинят сильнее. Следовательно, с увеличением влажности грунтов возрастает и опасность возникновения пучения их при промерзании.

Для предупреждения пучинных явлений на строительной площадке необходимо принимать меры для защиты грунтов основания от увлажнения.

Увлажнение поверхностных слоев грунта возникает вследствие конденсации влаги из воздуха.

Чтобы вода не застаивалась, строительная площадка должна быть тщательно спланирована, а также устроены водоотводные канавы и лотки. Если строительная площадка расположена в выемке, то для сброса стекающих в нее поверхностных вод площадка должна быть ограждена нагорными канавами.

Осушение грунтов строительной площадки может быть осуществлено понижением уровня грунтовых вод глубокими дренажами, водопоглощающими колодцами, иглофильтровыми установками, водосборными колодцами с откачкой воды.

Все эти мелиоративные мероприятия надлежит предусматривать проектом и выполнять их немедленно.

# 5. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ

## ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

**5.1.** Расчет оснований зданий и сооружений производится:

**по второму предельному состоянию** (по деформациям) — для всех зданий и сооружений, если основание сложено нескальными грунтами;

**по первому предельному состоянию** (по несущей способности) — в случаях, если:

на основание передаются регулярно действующие горизонтальные нагрузки (подпорные стенки и др.);

основания ограничены откосами;

основания сложены скальными грунтами.

**К п. 5.1.** Как уже отмечалось во введении, методика расчета строительных конструкций по предельным состояниям предусматривает расчеты оснований по двум предельным состояниям: первому, определяемому несущей способностью (прочностью, устойчивостью), и второму, определяемому развитием чрезмерных деформаций.

Первое из них является предельным состоянием основания при рассмотрении его как изолированно, так и во взаимодействии с конструкцией сооружения. В самом деле, если основание сооружения теряет несущую способность, т. е. разрушается, то это определяет переход самого основания в предельное состояние. В то же время разрушение основания неизбежно влечет за собой переход в предельное состояние и возведенной на этом основании конструкции: последняя разрушается или, во всяком случае, перестает удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям.

Исследования сопротивления грунтов нагрузкам различного вида показали, что разрушение массива грунта всегда происходит в форме сдвига некоторой его части по отношению к остальной. Сдвиг происходит по поверхностям, называемым поверхностями скольжения.

Ввиду того, что при разрушении массива грунта происходит сдвиг грунта большего объема, для характеристики этого явления обычно употребляют термин «нарушение устойчивости» и говорят «об устойчивости» основания или откоса. Это же явление разрушения грунта иногда характеризуют как нарушение прочности грунта и применяют термин «прочность грунта».

При расчете оснований по несущей способности заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации не должна превышать величины расчетной несущей способности основания. Под несущей способностью грунта основания понимается обычно такое сочетание нагрузок на основание, которое приводит к предельному состоянию его по устойчивости.

Предельное же состояние по устойчивости основания определяется образованием в грунте поверхности скольжения, охватывающей всю подошву сооружения. Степень устойчивости основания при заданной расчетной нагрузке на фундамент $N$ может быть охарактеризована величиной коэффициента запаса $k$, вычисляемого по формуле:

$$k = \frac{\Phi}{N},$$

где $\Phi$ — предельная нагрузка на основание, приводящая к предельному состоянию его по устойчивости.

Иначе обстоит дело с вторым предельным состоянием основания (по деформациям). Наличие деформаций основания любой величины не может являться показателем перехода самого основания в предельное состояние (конечно, при условии, что не наступает еще первое предельное состояние основания). Предельное состояние основания по деформациям может считаться достигнутым лишь постольку, поскольку деформации основания (осадка, горизонтальные смещения, неравномерность осадок или горизонтальных смещений) достигают таких величин, при которых надфундаментные конструкции переходят в одно из трех установленных для них предельных состояний.

Опыт строительства показал на многочисленных примерах, что нарушение прочности надфундаментных конструкций или ухудшение их эксплуатационных качеств часто происходит при довольно больших запасах в основании по устойчивости. В этом отношении весьма показательно высказанное в 1938 г. проф. В. К. Дмоховским положение: «Главная причина аварий кроется в том, что строители, увлекаясь выбором нагрузок на грунт, упускают из виду оценку тех осадок, которые при этом происходят».

Исследования грунтов, проводившиеся в большом количестве на стройках в нашей стране, показывают, что сжимаемость грунтов неизмеримо больше деформируемости строительных материалов (металла, железо-

бетона, камня и др.): модуль деформации для грунтов обычно равен 50—500 *кг/см²*, в то время как модуль деформации строительных материалов изменяется от 50 000 до 2 000 000 *кг/см²*. Поэтому если для строительных материалов, даже при нагрузках, близких к предельным по прочности, можно в практических расчетах пренебрегать деформациями, то для грунтов, уже при нагрузках во много раз меньших предельных (соответствующих предельному состоянию по устойчивости), деформации могут быть настолько велики, что они оказываются нарушающими прочность конструкции сооружения или препятствуют его нормальной эксплуатации.

Приведенные соображения диктуют необходимость выдвинуть на первое место по значению расчет оснований по деформациям.

Этот расчет должен проводиться для всех зданий и сооружений. Что же касается расчета устойчивости, то он должен проводиться лишь, когда основание поставлено в условия, наиболее неблагоприятные для сохранения устойчивости: наличие регулярно действующих (постоянных или временных длительных) горизонтальных нагрузок (плотины, набережные, подпорные стенки и т. п.), расположение основания здания вблизи естественного откоса или искусственной выемки и т. п.

Повышенная сжимаемость грунтов — не единственная особенность, отличающая их от строительных материалов с механической точки зрения. Характер протекания деформаций грунтов во времени также существенно отличен от такового для строительных материалов. Если в последних деформации происходят практически мгновенно после приложения нагрузки, то в грунтах деформации длятся годами и даже десятилетиями. Длительность протекания деформаций, особенно ярко выявляющаяся при глинистых грунтах, насыщенных водой, должна учитываться при решении ряда вопросов проектирования основания. В частности, благодаря этому свойству грунтов при расчете осадок следует учитывать только те нагрузки, которые действуют достаточно длительное время.

Именно на этих соображениях основано требование норм о том, что расчет оснований по деформациям должен производиться на действие нормативных нагрузок, т. е. без учета временных, случайных перегрузок.

Иначе обстоит дело при расчете основания по несущей способности. В этом случае мы имеем дело с предельным состоянием самого основания и, следовательно, всякая временная, случайная перегрузка может служить причиной разрушения основания со всеми вытекающими из этого вредными последствиями для сооружения. Поэтому расчет оснований по первому предельному состоянию— по несущей способности должен проводиться на воздействие расчетных нагрузок, т. е. с введением коэффициентов перегрузок.

**5.2.** Сбор нагрузок, действующих на основание в плоскости подошвы фундамента, производится в соответствии со статической схемой сооружения (расположение несущих стен и колонн, балок и плит перекрытий и т. п.). При расчете оснований неразрезных и рамных конструкций сбор нагрузок допускается производить без учета перемещений опор, вызываемых осадками основания, и без учета неразрезности конструкций.

**К п. 5.2.** Взаимодействие сооружения и его основания определяют два основных фактора.

1. Способность основания деформироваться от нагрузки, передаваемой на него сооружением.

2. Способность сооружения следовать за деформациями основания.

До настоящего времени в большинстве случаев расчет элементов конструкций сооружения проводится в предположении несжимаемости основания, т. е. при расчете конструкций сооружений не учитываются дополнительные усилия, возникающие в элементах конструкции в результате неравномерной осадки фундаментов.

Влияние неравномерности осадок на напряженное состояние конструкций сооружения определяется его жесткостью и прочностью. Группируя по этим двум признакам сооружения, можно выделить три типа сооружений.

1. Абсолютно жесткие сооружения. Эти сооружения ни при каких условиях вовсе не деформируются, а испытывают осадку как единое пространственное целое, выравнивая деформации основания. При этом в основании происходит перераспределение напряжений, вследствие которого в элементах сооружения возникают дополнительные усилия. К таким сооружениям относятся: силосные башни, элеваторы, дымовые трубы и др.

2. Нежесткие сооружения. Сооружения, которые, передавая нагрузку на основание, вызывают его деформации и сами полностью следуют за ними. Никаких дополнительных напряжений в элементах такого сооружения не появляется.

3. К третьему типу — относительно жестких — относятся сооружения, занимающие промежуточное положение между первыми двумя типами (здания с рамным железобетонным каркасом, с несущими стенами и жесткими железобетонными междуэтажными перекрытиями и т. п.).

Для всех этих типов сооружений при проектировании оснований и фундаментов необходимо уметь оценивать количественно их жесткость. Если оценка жесткости довольно проста для первых двух типов конструкций, то для третьего типа оценка жесткости представляет очень трудную задачу. С оценкой жесткости здания тесно связано возможное перераспределение напряжений в элементах конструкций при осадках основания. Решение этой задачи позволит еще более рационально проектировать основания, фундаменты и верхнее строение здания или сооружения. Имеющиеся в настоящее время приемы оценки жесткости и перераспределения напряжений в элементах конструкции довольно несовершенны и очень трудоемки. Учитывая это обстоятельство, нормы допускают вводить в расчеты оснований нагрузки, подсчитанные в предположении отсутствия деформаций основания.

**5.3.** Величины нормативных нагрузок на основание определяются согласно указаниям глав СНиП II-А.10-62 и II-А.11-62.

Для упрощения расчета по второму предельному состоянию (по деформациям) разрешается определять суммарную нормативную нагрузку на основание по усилиям от расчетных нагрузок путем деления последних на осредненный коэффициент перегрузки, равный 1,2.

В типовых проектах зданий и сооружений в рабочих чертежах фундаментов должны приводиться величины усилий, действующих на основание.

Примечание. Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок, а расчет оснований по несущей способности — на основное, дополнительное или особое сочетание нагрузок.

**К п. 5.3.** Как это следует из п. 1.20 главы СНиП II-А.10-62, расчет оснований по второму предельному состоянию (по деформациям) проводится на воздействие нормативных нагрузок.

Так как расчет несущих конструкций верхнего строения ведется на воздействие расчетных нагрузок, в практике проектирования приходится подсчитывать нагрузки, действующие по подошве фундамента самостоятельно.

Для упрощения сбора нормативных нагрузок на фундамент в нормы введен осредненный коэффициент перегрузки для перехода от суммарных расчетных нагрузок к суммарным нормативным. Величина этого коэффициента установлена на основе опыта работы ряда ведущих проектных организаций.

Безусловно, для ряда зданий и сооружений величины осредненных коэффициентов перегрузки отличаются от величины 1,2, допускаемой нормами, в ту или другую сторону. Для широкого круга промышленных зданий осредненные коэффициенты перегрузки для перехода от расчетных вертикальных нагрузок, действующих по подошве фундаментов, к нормативным разработаны по заданию НИИ оснований в ГПИ Промстройпроект (инж. В. В. Пономарев).

Эти коэффициенты, рекомендуемые для применения в проектной практике, приводятся ниже.

А. Для одноэтажных производственных зданий:

1) бескрановых — 1,15;

2) оборудованных кранами при величине суммарной расчетной нагрузки от кранов и снега на покрытии, составляющей от полной расчетной вертикальной нагрузки на фундамент:

а) до 35% — 1,15;

б) более 35% — 1,18.

Б. Для многоэтажных производственных зданий:

1) при полезных нагрузках на междуэтажные перекрытия, учитываемых с коэффициентом перегрузки менее 1,2—1,15;

2) при полезных нагрузках на междуэтажные перекрытия, учитываемых с коэффициентом перегрузки более 1,2:

а) если в нагрузку не входит вес стен, не считая веса перегородок, — по табл. 8;

Таблица 8

**Коэффициенты перегрузок без учета веса стен**

| Коэффициент перегрузки | Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытия в *кг/см²* | | | |
|---|---|---|---|---|
| | до 1000 | 1500 | 2000 | 2500 |
| 1,3 | 1,18 | 1,19 | 1,21 | 1,23 |
| 1,4 | 1,21 | 1,22 | 1,23 | 1,25 |

б) если в нагрузку входит вес стен — по табл. 9.

Таблица 9

**Коэффициенты перегрузок с учетом веса стен**

| Коэффициент перегрузки | Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытия в кг/см² | | | |
|---|---|---|---|---|
| | до 1000 | 1500 | 2000 | 2500 |
| 1,3 | 1,16 | 1,16 | 1,18 | 1,18 |
| 1,4 | 1,18 | 1,19 | 1,21 | 1,22 |

В. Для многоэтажных зданий административно-бытового назначения:

1) если в нагрузку не входит вес стены и перегородок — 1,18;

2) если в нагрузку входит вес стены — 1,15.

Переходные коэффициенты от расчетных горизонтальных нагрузок, действующих по подошве фундаментов, к нормативным нагрузкам (осредненные коэффициенты перегрузки) рекомендуется устанавливать в зависимости от коэффициентов перегрузки горизонтально действующих усилий.

Нормы требуют приведения в рабочих чертежах фундаментов таблиц величин нагрузок, действующих на обрез фундамента. Это требование особо важное значение приобретает при строительстве зданий по типовым проектам. Снижение общей стоимости строительства здания при постоянном верхнем строении может быть достигнуто за счет экономной привязки типового проекта к реальным грунтовым условиям площадки строительства, т. е. за счет рационального проектирования фундаментов. От правильного же сбора нагрузок во многом зависит выбор системы основания и конструкции фундаментов.

Глава СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» устанавливает разделение нагрузок, учитываемых в расчетах, на постоянные и временные. К постоянным относятся такие нагрузки, которые могут иметь место при строительстве или эксплуатации сооружения постоянно (собственный вес строительных конструкций и грунта и т. п.). Временными называются такие нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации сооружения могут отсутствовать.

В зависимости от длительности действия учитываемые в расчетах временные нагрузки делятся на:

а) длительно действующие (например, нагрузки в помещениях книгохранилищ и библиотек, давление жидкостей в резервуарах и т. п.);

б) кратковременно действующие, которые могут наблюдаться в период строительства и эксплуатации сооружения лишь непродолжительное время (например, снег, ветровые нагрузки и т п.);

в) особые, возникновение которых возможно в исключительных случаях (сейсмические, аварийные и т. п.).

В общем случае в расчетах конструкций и оснований следует учитывать такие сочетания нагрузок, которые могут действовать при строительстве и эксплуатации одновременно. При этом рассматриваются:

а) основные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительно действующих и одной из кратковременно действующих нагрузок;

б) дополнительные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительно действующих и двух или более кратковременно действующих нагрузок;

в) особые сочетания, составляемые из постоянных, временных длительно действующих, некоторых кратковременно действующих и особых нагрузок.

Порядок учета нагрузок и их сочетаний устанавливается главой СНиП II-А.11-62 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования», а также нормами проектирования зданий и сооружений различного назначения. При расчете оснований фундаментов зданий гражданских, промышленных и сельскохозяйственных учет сочетаний нагрузок рекомендуется проводить согласно примечанию к п. 5.3 главы СНиП II-Б.1-62.

**5.4.** Нормативные и расчетные характеристики грунтов, входящие в расчеты оснований, определяются с учетом природного напряженного состояния грунта, а также возможного его изменения в процессе строительства и эксплуатации по данным исследований грунтов.

За нормативную характеристику данного грунта принимается среднее значение характеристики, полученное по данным испытаний на образцах в количестве, достаточном для статистического обобщения.

Расчетные характеристики грунта определяются как произведение нормативной характеристики на коэффициент однородности, а в необходимых случаях — и на коэффициент условий работы.

Коэффициент однородности характеристик

грунтов определяется по данным исследования грунтов по формуле

$$k = 1 - \frac{\sigma}{A^н}, \qquad 17\ (10)$$

где $A^н$ — нормативная характеристика грунта;

$\sigma$ — стандарт кривой распределения (средняя квадратичная ошибка).

**К п. 5.4.** В отличие от других строительных материалов грунты обладают той особенностью, что величины, характеризующие механические свойства грунтов, необходимые проектировщику при расчетах деформаций и несущей способности оснований, обусловлены многочисленными определяющими причинами. При современном состоянии строительного грунтоведения приходится характеризовать эти величины статистически: средним или типичным значением характеристики и средним квадратическим отклонением от среднего или типичного значения. Методика расчета строительных конструкций по предельным состояниям предусматривает такой же подход к установлению характеристики материала конструкции. Опыт свидетельствует, что показатели механических свойств строительных материалов тоже не отличаются постоянством. В действительности эти показатели характеризуются определенной изменчивостью.

В отличие от искусственных материалов, таких, как металл, бетон и др., величина среднего квадратического отклонения для созданных природой грунтов составляет, как правило, большую долю от среднего значения.

Этим объясняется трудность составления для таких характеристик грунта, как модуль деформации, удельное сцепление, угол внутреннего трения, коэффициент фильтрации и др., таблиц, подобных тем, которые имеются в нормах проектирования металлических, железобетонных и других конструкций. Таблицы характеристик могут быть составлены лишь для определенных видов грунтов, свойства которых хорошо изучены. Поэтому нормативные и расчетные характеристики грунтов должны определяться, как правило, по данным исследований грунтов с учетом природного напряженного состояния грунта, под которым понимается напряженное состояние от собственного веса грунта, лежащего выше рассматриваемой точки. **Количество определений той или** иной характеристики устанавливается соответствующими инструкциями, но во всяком случае для данной разновидности грунта не должно **быть менее шести.**

Согласно основным принципам расчета строительных конструкций и оснований по предельным состояниям, за нормативное значение характеристики грунта, как уже отмечалось, принимается среднее арифметическое из полученных в результате опытов величин.

Для определения расчетного значения характеристики необходимо вычислить среднее квадратическое отклонение полученных из опыта значений от среднего значения, или стандарт $\sigma$ по формуле

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(a_i - a_{ср})^2}{n-1}}, \qquad 18$$

где $a_i$ — значение характеристики из опыта;

$a_{ср}$ — среднее значение;

$n$ — количество опытов.

Учитывая большую изменчивость характеристик грунтов по сравнению с изменчивостью материалов, расчетное значение характеристики грунта принимается равным нормативному за вычетом одного стандарта.

В некоторых случаях расчетное значение характеристики получается не в результате вычитания из нормативной характеристики одного стандарта, а в результате суммирования. Например, величина активного давления на подпорную стенку подсчитывается по меньшим расчетным значениям угла внутреннего трения, а пассивное давление — по бо́льшим значениям.

**Пример.** В результате испытаний одного вида глинистого грунта на сдвиг получены следующие величины сцепления в *кг/см²*: 0,14; 0,05; 0,08; 0,12; 0,04; 0,03; 0,06; 0,07; 0,09; 0,11 ($n = 10$).

Нормативное значение $c^н = \frac{\sum_{1}^{n} a_i}{n} = 0{,}08$ *кг/см²*

$$a_1 - a_{ср} = 0{,}14 - 0{,}08 = 0{,}06 \text{ и т. д.};$$

$$(a_1 - a_{ср})^2 = 0{,}06^2 = 0{,}0036 \text{ и т. д.};$$

$$\Sigma (a_i - a_{ср})^2 = 0{,}0112.$$

Стандарт $\sigma = \sqrt{\frac{0{,}0112}{9}} = 0{,}04.$

Расчетное значение $c^{расч} = 0{,}08 - 0{,}04 = 0{,}04$ *кг/см²* или по формуле 17(10) норм

$$k = 1 - \frac{\sigma}{c^н} = 1 - \frac{0{,}04}{0{,}08} = 0{,}5;$$

$$c^{расч} = c^н k = 0{,}08 \cdot 0{,}5 = 0{,}04 \text{ кг/см}^2.$$

В необходимых случаях при подсчете расчетной характеристики нормативная, помимо коэффициента однородности, умножается и на коэффициент условий работы, т. е. на ко-

эффициент, учитывающий особенности работы грунта в основании, которые не учитываются в расчетах прямым путем.

**5.5.** Характеристики грунтов в расчетах оснований должны определяться, как правило, по результатам исследований (см. п. 5.4). Допускается при проектировании оснований фундаментов для предварительных расчетов, а также для назначения характеристик грунтов, входящих в расчеты оснований фундаментов зданий и сооружений II—IV классов, принимать значения удельного сцепления $c$, углов внутреннего трения $\varphi$ и модулей деформаций $E$ по табл. 10 (13).

Примечание. Для отдельных районов вместо табл. 10 (13) допускается использование утвержденных в установленном порядке таблиц нормативных и расчетных характеристик грунтов, специфических для этих районов.

Таблица 10 (13)

**Нормативные и расчетные характеристики песчаных и глинистых грунтов**
**($c$ в кг/см², $\varphi$ в *град* и $E$ в кг/см²)**

| | Наименование видов грунтов | Характеристика грунтов | Характеристика грунтов при коэффициенте пористости e | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 0,41—0,5 | | 0,51—0,6 | | 0,61—0,7 | | 0,71—0,8 | | 0,81—0,95 | | 0,96—1,1 | |
| | | | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные |
| Песчаные грунты | Гравелистые и крупные | $c$ | [1] 0,02 | — | [2] 0,01 | — | — | [3] — | — | — | — | — | — | — |
| | | $\varphi$ | 43 | 41 | 40 | 38 | 38 | 36 | — | — | — | — | — | — |
| | | $E$ | 460 | — | 400 | — | 330 | — | — | — | — | — | — | — |
| | Средней крупности | $c$ | [4] 0,03 | — | [5] 0,02 | — | [6] 0,01 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | $\varphi$ | 40 | 38 | 38 | 36 | 35 | 33 | — | — | — | — | — | — |
| | | $E$ | 460 | — | 400 | — | 330 | — | — | — | — | — | — | — |
| | Мелкие | $c$ | [7] 0,06 | 0,01 | [8] 0,04 | — | [9] 0,02 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | $\varphi$ | 38 | 36 | 36 | 34 | 32 | 30 | — | — | — | — | — | — |
| | | $E$ | 370 | — | 280 | — | 240 | — | — | — | — | — | — | — |
| | Пылеватые | $c$ | [10] 0,08 | 0,02 | [11] 0,06 | 0,01 | [12] 0,04 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | $\varphi$ | 36 | 34 | 34 | 32 | 30 | 28 | — | — | — | — | — | — |
| | | $E$ | 140 | — | 120 | — | 100 | — | — | — | — | — | — | — |
| Глинистые грунты при влажности на границе раскатывания $W_p$ в % | 9,5—12,4 | $c$ | [13] 0,12 | 0,03 | [14] 0,08 | 0,01 | [15] 0,06 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | $\varphi$ | 25 | 23 | 24 | 22 | 23 | 21 | — | — | — | — | — | — |
| | | $E$ | 230 | — | 160 | — | 130 | — | — | — | — | — | — | — |
| | 12,5—15,4 | $c$ | [16] 0,42 | 0,14 | [17] 0,21 | 0,07 | [18] 0,14 | 0,04 | [19] 0,07 | 0,02 | — | — | — | — |
| | | $\varphi$ | 24 | 22 | 23 | 21 | 22 | 20 | 21 | 19 | — | — | — | — |
| | | $E$ | 350 | — | 210 | — | 150 | — | 120 | — | — | — | — | — |
| | 15,5—18,4 | $c$ | — | — | [20] 0,50 | 0,19 | [21] 0,25 | 0,11 | [22] 0,19 | 0,08 | [23] 0,11 | 0,04 | [24] 0,08 | 0,02 |
| | | $\varphi$ | — | — | 22 | 20 | 21 | 19 | 20 | 18 | 19 | 17 | 18 | 16 |
| | | $E$ | — | — | 300 | — | 190 | — | 130 | — | 100 | — | 80 | — |
| | 18,5—22,4 | $c$ | — | — | — | — | [25] 0,68 | 0,28 | [26] 0,34 | 0,19 | [27] 0,28 | 0,10 | [28] 0,19 | 0,06 |
| | | $\varphi$ | — | — | — | — | 20 | 18 | 19 | 17 | 18 | 16 | 17 | 15 |
| | | $E$ | — | — | — | — | 300 | — | 180 | — | 130 | — | 90 | — |

*Продолжение табл. 10(13)*

| Наименование видов грунтов | Характеристика грунтов | Характеристика грунтов при коэффициенте пористости e | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,41—0,5 | | 0,51—0,6 | | 0,61—0,7 | | 0,71—0,8 | | 0,81—0,95 | | 0,96—1,1 | |
| | | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные | нормативные | расчетные |
| 22,5—26,4 | | | | | | | | [29] | | [30] | | [31] | |
| | $c$ | — | — | — | — | — | — | 0,82 | 0,36 | 0,41 | 0,25 | 0,36 | 0,12 |
| | $\varphi$ | — | — | — | — | — | — | 18 | 16 | 17 | 15 | 16 | 14 |
| | $E$ | — | — | — | — | — | — | 260 | — | 160 | — | 110 | — |
| 26,5—30,4 | | | | | | | | | | [32] | | [33] | |
| | $c$ | — | — | — | — | — | — | — | — | 0,94 | 0,40 | 0,47 | 0,22 |
| | $\varphi$ | — | — | — | — | — | — | — | — | 16 | 140 | 15 | 13 |
| | $E$ | — | — | — | — | — | — | — | — | 220 | — | 140 | — |

Примечания: 1. Характеристики песчаных грунтов по табл. 10(13) относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20% полевого шпата и не более 5% различных примесей (слюда, глауконит и др.), независимо от влажности.

2. Значения модуля деформации $E$ для гравелистых, крупных и средней крупности песков даны при степени неоднородности $k_{\frac{60}{10}} \leqslant 3$. При степени неоднородности $k_{\frac{60}{10}} \geqslant 6$ табличные значения модуля деформации $E$ должны быть уменьшены в три раза. При промежуточных величинах $k_{\frac{60}{10}}$ значения $E$ определяются интерполяцией.

3. Данные табл. 10(13) не распространяются на глинистые грунты текучей консистенции (при $B>1$); при этом следует руководствоваться указаниями п. 2.15 настоящих норм.

4. В квадратных скобках указаны номера графиков для расчета фундаментов (см. стр. 66).

К п. 5.5. Необходимо особо обратить внимание на указания этого пункта, согласно которым необходимо стремиться во всех случаях к определению характеристик грунтов по результатам исследований в полевых и лабораторных условиях. Однако для облегчения проектирования оснований фундаментов на стадии проектного задания, когда инженерно-геологические изыскания проведены недостаточно подробно, а также для назначения характеристик грунтов при проектировании оснований зданий и сооружений II и III классов нормы допускают использование таблицы значений углов внутреннего трения φ, удельного сцепления $c$ и модуля деформации $E$ для песчаных и глинистых грунтов в зависимости от простейших характеристик: коэффициента пористости и, для песков гранулометрического состава, для глинистых грунтов влажности на границе раскатывания.

Величина влажности на границе раскатывания практически не зависит от изменения состава поглощающего комплекса и от способа предварительного высушивания, чего нельзя сказать о влажности на границе текучести. Исходя из этого, влажность на границе раскатывания и используется в таблице в качестве оценки состава глинистого грунта.

При использовании таблицы в проектной практике следует иметь в виду, что она составлена для определенных типов грунтов.

Так, характеристики песчаных грунтов относятся к кварцевым пескам с окатанными зернами, содержащим не более 20% полевого шпата и не более 5% различных примесей (слюда, глауконит и др.), независимо от влажности.

Значения модуля деформации $E$ для гравелистых, крупных и средней крупности песков даны при степени неоднородности $K_{\frac{60}{10}} \leqslant 3$. При степени неоднородности $k_{\frac{60}{10}} \geqslant 6$ табличные значения модуля деформации должны быть уменьшены в 3 раза. При промежуточных значениях $k_{\frac{60}{10}}$ величины $E$ находятся по линейной интерполяции.

Характеристики глинистых грунтов, указанные в табл. 10 (13), даны при условии полного заполнения пор водой (степень влажности $G \geqslant 0{,}8$). Причем эти характерис-

тики относятся только к грунтам четвертичных отложений при содержании растительных остатков не более 5%.

Подобное ограничение применимости таблиц не впервые появляется в нормах. Если вспомнить НиТУ 6—48, то в них величины «допускаемых давлений» также давались лишь для определенных грунтов.

Таблица значений углов внутреннего трения, удельного сцепления и модулей деформации в зависимости от простейших характеристик, помещенная в нормы, составлена

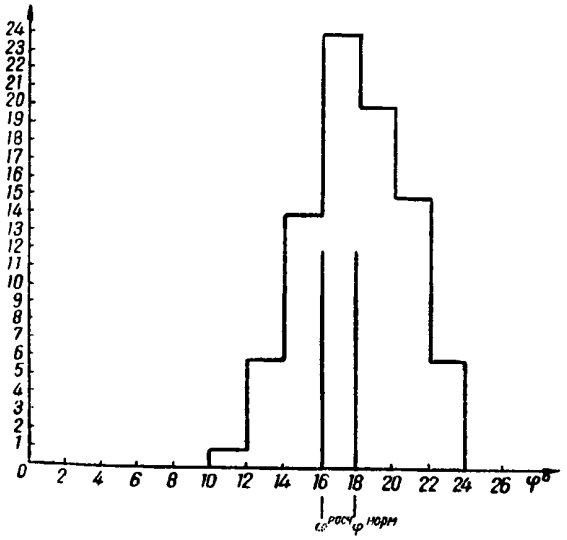



Рис. 11. Результаты определения угла внутреннего трения для глинистых грунтов при $G \geqslant 0{,}8$; $\varepsilon = 0{,}81 \div 0{,}95$; $W_p = 18{,}5 \div 22{,}4\%$ (число испытаний — 86) (по оси ординат дано количество определений в интервале 2°)

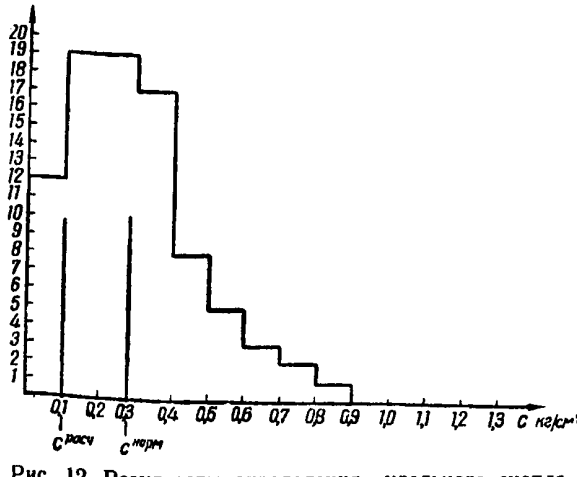



Рис. 12. Результаты определения удельного сцепления $c$ для глинистых грунтов при $G \geqslant 0{,}8$; $\varepsilon = 0{,}81 \div 0{,}95$; $W_p = 18{,}5 \div 22{,}4\%$ (число испытаний — 86) (по оси ординат дано количество определений в интервале 0,1 *кг/см²*)

на основе статистической обработки фактических данных экспериментальных исследований. Испытания на сдвиг проводились по общепринятой методике в условиях завершенной консолидации, после предварительного обжатия образцов грунта.

Для составления таблицы были использованы результаты более 2500 комплексов характеристик глинистых и песчаных грунтов. Пробы этих грунтов для лабораторных испытаний были отобраны в 100 различных пунктах СССР. Испытания грунтов статической нагрузкой штампами были проведены в 30 пунктах СССР. Использовались как результаты исследований грунтов, выполненные

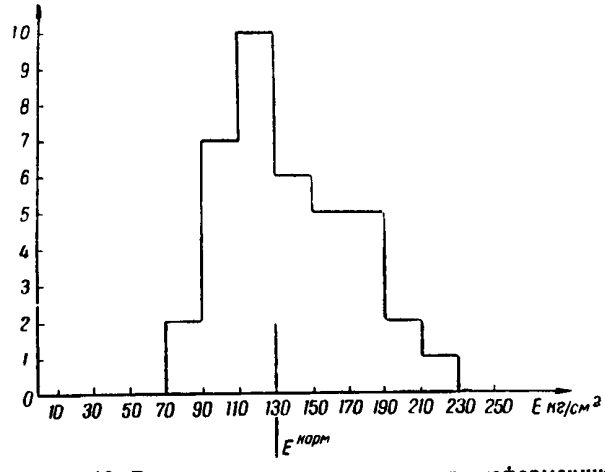



Рис. 13. Результаты определения модуля деформации $E$ глинистых грунтов (по данным испытания грунта пробной нагрузкой) при $G \geqslant 0{,}8$; $\varepsilon = 0{,}71 \div 0{,}95$; $W_p = 18{,}5 \div 22{,}4$ (число испытаний — 33) (по оси ординат дано количество определений в интервале 20 *кг/см²*)

Институтом оснований, так и результаты других 15 различных организаций, в том числе Фундаментпроекта, Гидропроекта, Водгео, Мосгоргеотреста и др.

В справочной таблице характеристик столбцы с пометкой «норм» содержат средние (нормативные) значения характеристик, установленные на основе проведенных исследований. Столбцы с пометкой «расч» содержат значения $\varphi$ и $c$, умноженные на коэффициент однородности, характеризующий изменчивость этих характеристик. Согласно общим принципам расчета строительных конструкций по предельным состояниям, расчетные характеристики вводятся в расчеты оснований по несущей способности, нормативные значения характеристик используются при расчете оснований по деформациям.

В качестве примера, иллюстрирующего экспериментальные данные, послужившие основой для выбора нормативных и расчетных

значений характеристики, на рис. 11—13 приводятся результаты лабораторных и полевых определений характеристик глинистого грунта для клетки таблицы, определенной значениями: коэффициент пористости $\varepsilon = 0{,}81 \div 0{,}95$; влажность на границе раскатывания $W_p = 18{,}5 \div 22{,}4\%$ при степени заполнения пор водой $G \geqslant 0{,}8$.

Поскольку табл. 10 (13) составлена лишь для определенных видов грунтов, она не может быть использована при проектировании оснований, сложенных специфическими грунтами.

Для таких грунтов таблицы нормативных и расчетных характеристик могут быть разработаны и утверждены в установленном порядке в качестве местных норм в отдельных районах.

В 1963 г. НИИ по строительству в Свердловске при участии Свердловского политехнического института подготовлена к утверждению таблица нормативных и расчетных характеристик элювиальных глинистых слабоструктурных грунтов Среднего Урала (табл. 11).

Приведенные в этой таблице величины $\varphi$, $c$ и $E$, так же как и в табл. 10 (13), относятся к определенным видам грунтов, что весьма существенно ограничивает область применения таблиц и оставляет открытым вопрос о нормативных величинах характеристик грунтов иных номенклатурных классов, видов и состояний, а также иных возрастных и генетических формаций.

Составление таблиц нормативных и расчетных величин характеристик грунтов оснований сооружений, дифференцированных по указанным выше признакам, возможно только на базе достаточно большой совокупности комплексных определений характеристик грунтов (порядка 5—10 тыс.), позволяющей применить методы математической статистики для выявления определяющих признаков (входов) и установления наиболее вероятных значений искомых характеристик.

При формировании совокупности характе-

Таблица 11

**Нормативные и расчетные характеристики элювиальных глинистых слабоструктурных грунтов Среднего Урала**
(*c* в *кг/см²*, $\varphi$ в *град* и *E* в *кг/см²*)

| Влажность на границе раскатывания $W_p$ в % | Характеристика грунтов | Характеристика грунтов при коэффициенте пористости $\varepsilon$ | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,51—0,6 | | 0,61—0,7 | | 0,71—0,8 | | 0,81—0,9 | | 0,96—1,1 | | 1,11—1,25 | |
| | | норм. | расч. | норм. | расч. | норм. | расч. | норм. | расч. | норм. | расч. | норм. | расч. |
| 18,5—22,4 | $c$ | 0,58 | 0,4 | 0,48 | 0,26 | 0,4 | 0,21 | 0,32 | 0,11 | — | — | — | — |
| | $\varphi$ | 25 | 20 | 23 | 19 | 22 | 18 | 21 | 17 | — | — | — | — |
| | $E$ | 440 | — | 300 | — | 210 | — | 140 | — | — | — | — | — |
| 22,5—26,4 | $c$ | — | — | 0,67 | 0,43 | 0,58 | 0,35 | 0,47 | 0,27 | 0,38 | 0,15 | — | — |
| | $\varphi$ | — | — | 22 | 18 | 21 | 17 | 20 | 16 | 19 | 15 | — | — |
| | $E$ | — | — | 350 | — | 240 | — | 160 | — | 120 | — | — | — |
| 26,5—30,4 | $c$ | — | — | 0,94 | 0,61 | 0,79 | 0,49 | 0,65 | 0,37 | 0,48 | 0,26 | — | — |
| | $\varphi$ | — | — | 21 | 17 | 20 | 16 | 19 | 15 | 18 | 14 | — | — |
| | $E$ | — | — | 390 | — | 290 | — | 200 | — | 140 | — | — | — |
| 30,5—34,4 | $c$ | — | — | — | — | 1,00 | 0,65 | 0,78 | 0,52 | 0,58 | 0,42 | 0,44 | 0,28 |
| | $\varphi$ | — | — | — | — | 19 | 15 | 18 | 14 | 17 | 13 | 16 | 12 |
| | $E$ | — | — | — | — | 340 | — | 230 | — | 160 | — | 120 | — |
| 34,5—38,4 | $c$ | — | — | — | — | — | — | 0,93 | 0,61 | 0,73 | 0,49 | 0,57 | 0,40 |
| | $\varphi$ | — | — | — | — | — | — | 17 | 13 | 16 | 12 | 15 | 11 |
| | $E$ | — | — | — | — | — | — | 260 | — | 180 | — | 140 | — |
| 38,5—42,4 | $c$ | — | — | — | — | — | — | — | — | 0,87 | 0,54 | 0,68 | 0,45 |
| | $\varphi$ | — | — | — | — | — | — | — | — | 15 | 11 | 14 | 10 |
| | $E$ | — | — | — | — | — | — | — | — | 210 | — | 160 | — |

ристик необходимо учитывать метод определения каждой характеристики с тем, чтобы в совокупность вошли только те, метод определения которых удовлетворяет требованиям равноценности результатов.

В свете изложенного Институтом оснований совместно с рядом ведущих проектных, изыскательских, научных и других организаций продолжается работа по отбору комплексных определений характеристик грунтов, которая после проведения контрольных определений характеристик грунтов и соответствующей обработки должна завершиться созданием таблиц характеристик для различных грунтов.

## РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

**5.6.** Деформации основания характеризуются:

а) абсолютной осадкой отдельного фундамента;

б) средней осадкой здания или сооружения, определенной по данным абсолютных осадок не менее чем трех отдельных фундаментов, расположенных в пределах здания или сооружения (при сплошных плитных фундаментах — не менее чем по данным трех буровых колонок), при условии, что отклонение от средней величины осадки не превышает 50% этой величины;

в) разностью осадок двух соседних опор (от наивыгоднейшей, но возможной комбинации воздействий), отнесенной к расстоянию между ними, — перекосом или креном, если разности осадок отнесены к ширине или длине подошвы фундамента либо к диаметру круглого фундамента;

г) относительным прогибом—стрелой прогиба, отнесенной к длине изогнувшейся части здания или сооружения.

**К п. 5.6.** При расчете оснований рекомендуется различать нижеследующие виды деформаций основания и соответствующие им деформации зданий в целом или какой-либо его части.

**Равномерная осадка.** Поверхность основания опускается параллельно самой себе (например, фундаменты всех колонн здания садятся на одинаковую величину). Этот вид деформации приводит только к перемещению всего здания в целом и не вызывает никаких деформаций в его конструкции.

При подсчете средней осадки здания необходимы данные по осадкам не менее чем трех фундаментов. Чем больше площадь застройки, тем вероятнее различие в осадках и тем желательнее большее число осадок фундаментов вводить в подсчет средней осадки.

**Крен.** Поверхность основания, не искривляясь, наклоняется или осадки фундаментов колонн изменяются в направлении любой оси здания по линейному закону.

Крен в данном направлении определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{S_1 - S_2}{l},$$

где $S_1$ и $S_2$ — осадки двух точек на поверхности основания или двух фундаментов на изучаемом направлении;

$l$ — расстояние между точками с осадками $S_1$ и $S_2$.

Если сооружение обладает большой жесткостью и достаточной прочностью (например, доменные печи, коксовые батареи, силосные корпуса на сплошной плите и т. п.), то крен основания сопровождается креном сооружения, т. е. сооружение наклоняется, причем углы между основными элементами его конструкции не изменяются (рис. 14).

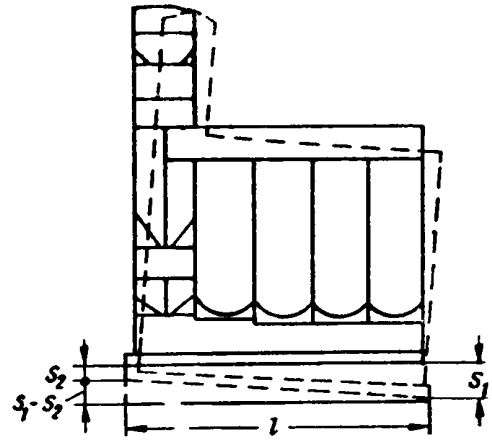



Рис. 14. Крен жесткого сооружения

Для прочих зданий и сооружений крен основания может сопровождаться перекосом конструкции, т. е. наклоном ее с изменением углов между основными элементами конструкции (рис. 15).

**Относительный прогиб.** Поверхность основания изгибается, образуя вогнутость (прогиб) или выпуклость (перегиб), осадки фундаментов под колонны изменяются вдоль какой-либо оси по криволинейному закону. Относительный прогиб по данной оси или направлению определяется по формуле

$$f = \frac{2S_2 - S_1 - S_3}{2l},$$

где $S_1$ и $S_3$ — осадки концов рассматриваемого изгибающегося участка;

$S_2$ — наибольшая или наименьшая осадка на том же участке;

$l$ — расстояние между точками с осадками $S_1$ и $S_3$.

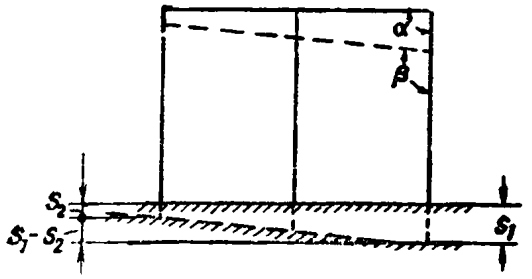



Рис. 15 Перекос гибкого сооружения

представляет труда выделить равномерную осадку $S_1$, крен и относительный прогиб

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{S_2 - S_1}{l}.$$

**5.7.** Задачей расчета оснований по деформациям является ограничение деформаций надфундаментных конструкций (происходящих в результате осадок грунтов) такими пределами, которые гарантируют от появления недопустимых для нормальной эксплуатации конструкций трещин и повреждений, а также изменений проектных уровней и положений.

При расчете оснований фундаментов зданий и сооружений необходимо учитывать:

а) разность осадок близко расположенных сооружений, резко различающихся между собой по весу, размерам и форме подошвы фундаментов (например, дымовая труба у стены здания; башня, конструктивно входящая в состав здания, и т. п.);

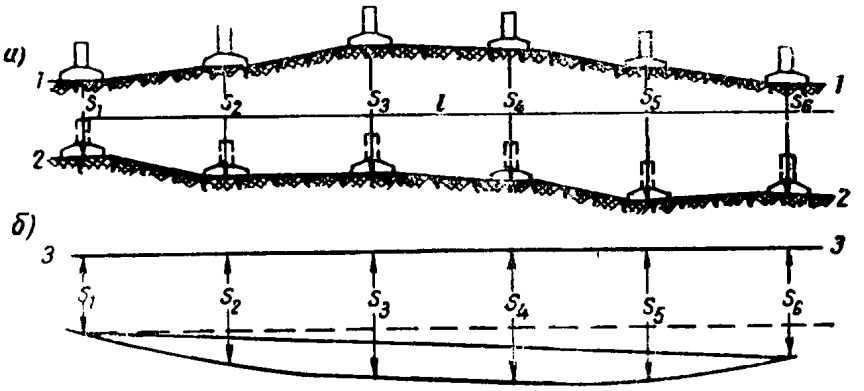



Рис. 16. Схема сложной деформации основания

Относительный прогиб основания невозможен при зданиях или сооружениях большой жесткости и прочности. Для других сооружений относительный прогиб основания приводит к изгибу сооружения в целом и к перекосу отдельных его частей.

Возможна сложная деформация основания здания, которая включает несколько из перечисленных выше видов деформаций основания. В таком случае общая деформация основания может быть разложена на составляющие ее виды, как это сделано, например, на рис. 16. На этом рисунке показано положение фундаментов до (*1—1*) и после деформации основания (*2—2*) (рис. 16,*а*). Пользуясь этими данными, произведено вспомогательное построение (рис. 16,*б*): от условной плоскости сравнения (*3—3*) отложены осадки каждого фундамента; после этого не

б) загрузку территории в непосредственной близости от существующих фундаментов (насыпями, навалом шлака, руды и т. п.); в этом случае расчет должен выяснить величину дополнительных осадок и кренов (при односторонней засыпке) существующих фундаментов.

Примечание. Упругие осадки, вызываемые действием несистематических кратковременных нагрузок на основание, могут не учитываться в расчете.

К п. 5.7. Одной из наиболее сложных задач является расчет оснований по деформациям. Строгое решение этой задачи, как уже указывалось, требует рассмотрения основания и возведенной на нем конструкции в единстве,

во взаимодействии, обусловленном свойствами каждого из них. Основание деформируется под влиянием нагрузки от сооружения, но распределение нагрузки по поверхности основания зависит от деформируемости (сжимаемости) основания, а также от конструкции сооружения, его пространственной жесткости. Таким образом, совместная деформация основания и сооружения является результатом их сложного взаимодействия.

В настоящее время нет еще простых, доступных для широкого применения методов, позволяющих строго решить эту задачу для любого вида конструкций. В частности, еще нет точных методов учета пространственной жесткости здания в целом, не нормированы официально величины допускаемых деформаций основания для ряда видов новых конструкций и т. д.

Отмеченные трудности все же не являются препятствием к внедрению расчета оснований по деформациям в проектную практику. Уже теперь имеются конкретные методы, позволяющие с известным приближением рассчитывать основания фундаментов по деформациям.

5.8. Расчет оснований по деформациям производится по формуле

$$S \leqslant S_{\text{пр}}, \qquad 19\,(11)$$

где $S$ — величина деформаций оснований, определяемая расчетом по указаниям пп. 5.9 — 5.23 настоящих норм;

$S_{\text{пр}}$ — предельная величина деформации основания, определяемая по указаниям пп. 5.24 — 5.26 настоящих норм.

**К п. 5.8.** В общем случае расчет оснований по деформациям сводится к удовлетворению неравенства 19 (11).

Расчет по этому неравенству связан с решением ряда вопросов. Вопросы, относящиеся к левой части неравенства (методы расчета осадки и ее протекание во времени; расчет балок и плит на сжимаемом основании; определение характеристик грунтов, необходимых для расчета, и т. п.), так же как и вопросы правой части неравенства, связанные с установлением предельных деформаций оснований, даны в специальной литературе и здесь не рассматриваются.

Однако необходимо подчеркнуть, что расчет по неравенству 19(11) позволяет в поисках наиболее совершенного в технологическом отношении решения изменять как систему основания, так и конструкцию сооружения, т. е. изменять величины, входящие в обе части неравенства 19(11).

Можно, например, запроектировать конструкцию сооружения, не учитывая деформаций оснований, исходя из обычных технологических или иных соображений. Тогда этим определится «запас прочности конструкции» при деформациях основания и тем самым определится и предельная величина деформации основания $S_{\text{пр}}$, входящая в правую часть неравенства. Далее система основания и размеры фундаментов подбираются таким образом, чтобы ожидаемая деформация основания $S$ не превосходила $S_{\text{пр}}$. Этот путь воздействия на левую часть неравенства является основным при проектировании.

В необходимых случаях возможен и другой путь — воздействие на правую часть неравенства. При этом предельная деформация основания увеличивается за счет внесения соответствующих изменений в конструкции здания или сооружения. Это может быть достигнуто такими мероприятиями, как разрезка здания осадочными швами на отдельные блоки, усиление кладки стен железобетонными поясами, допущение возникновения в конструкциях пластических шарниров, строительный подъем здания и т. п.

**5.9.** Величина деформации основания определяется из условия совместной работы сооружения и его основания; при этом допускается использование теории расчета балок и плит на упругом основании.

При расчете деформаций основания допускаются следующие упрощения:

а) распределение напряжений в толще неоднородных оснований принимается по теории однородного изотропного, линейно деформируемого тела (см. п. 5.15);

б) деформация отдельных слоев неоднородного основания определяется по модулям деформации, установленным для каждого слоя, и давлениям, определенным по подпункту «а».

**К п. 5.9.** Н. М. Герсеванов, еще в 1930 г. обосновывая допустимость применения решений теории упругости к расчету деформации основания, указал, что значительные остаточные деформации, присущие грунтам, не могут служить причиной отказа от использования решений теории упругости. Последние могут быть использованы во всех случаях, когда при однократном приложении нагрузки практически достаточно удовлетворительно осуществляется линейная зависимость между деформациями и напряжениями.

Теоретические соображения Н. М. Герсе-

ванова подкреплены также рядом экспериментальных исследований.

На рис. 17 и 18 показаны для примера результаты опытов, проведенных в НИИ оснований. Опыты состояли в испытании пробной нагрузкой фундаментов с различными размерами подошв (от 0,5 до 18 $м^2$). Результаты испытаний представлены в виде графиков, на которых по оси абсцисс отложены размеры стороны фундамента $b$, а по оси ординат осадки $S$, соответствующие давлениям $p$.

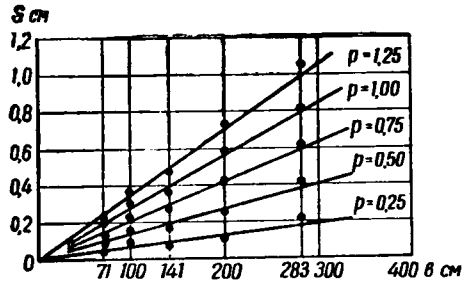



Рис. 17. График зависимости осадки от размеров фундаментов (лессовидный суглинок)

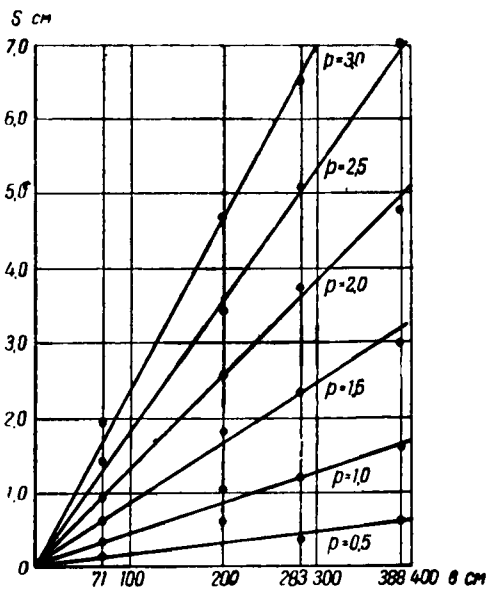



Рис. 18. График зависимости осадки от размеров фундаментов (мелкий песок)

При испытании лессовидных суглинков природной влажности (опыты Д. Е. Польшина) среднее давление по подошве фундамента доводилось до 1,25 $кг/см^2$, а при испытании песков мелких (опыты Х. Р. Хакимова)—до 2,5 $кг/см^2$. Как показывают графики на рис. 17 и 18, в пределах примененных нагрузок линейная зависимость между деформациями и размерами фундаментов при равных напряжениях осуществляется с достаточной для практических целей точностью как для глинистых (связных), так и для песчаных (сыпучих) грунтов.

Многочисленные данные измерений осадок зданий и сооружений и сопоставление их с теоретическими расчетами показывают достаточную для практических целей точность расчетов.

Проведенные исследования распределения напряжений по подошве жестких штампов свидетельствуют, что в определенных условиях эпюры контактных напряжений, полученные экспериментально, близки с теоретическими.

Резюмируя теоретические соображения и результаты экспериментальных исследований, В. А. Флорин пришел к выводу: «Если изменение напряженного состояния основания вследствие приложения к нему какой-либо нагрузки не является чрезмерным (по сравнению с предшествовавшим приложению нагрузки напряженным состоянием), а области, находящиеся в состоянии предельного равновесия, или отсутствуют, или же настолько малы, что ими можно пренебречь, то схема линейно деформируемой среды (теория упругости) практически вполне удовлетворительно соответствует действительности».

Расчет оснований по деформациям должен производиться, как правило, согласно с указаниями п. 5.9, т. е. с учетом совместной работы сооружения и его основания. Однако в целях упрощения п. 5.2 дает возможность проводить сбор нагрузок без учета осадок основания и неразрезности конструкций.

**5.10.** Условием применения расчета по деформациям по формуле 19 (11) с упрощениями, указанными в п. 5.9 настоящих норм, является требование, чтобы среднее давление * по подошве фундамента от нормативных нагрузок не превышало нормативного давления на основание $R^н$**, определяемого по формуле 20 (12), а при наличии в здании подвала — по формуле 21 (13):

---

* Под средним давлением понимается давление по подошве фундамента, равное частному от деления суммарных нормативных нагрузок на площадь подошвы фундамента.

** Под нормативным давлением на основание $R^н$ понимается среднее давление по подошве фундамента, при котором под его краями образуются зоны местного нарушения прочности основания глубиной $^1/_4$ ширины фундамента. Величина $R^н$ характеризует предел применимости теории упругости для расчета оснований по деформациям.

$$R^н = (Ab + Bh)\gamma_0 + Dc^н; \qquad 20\ (12)$$

$$R^н = \left(Ab + B\,\frac{2h + h_п}{3}\right)\gamma_0 + Dc^н, \qquad 21\ (13)$$

где $A$, $B$ и $D$ — безразмерные коэффициенты, зависящие от нормативного угла внутреннего трения $\varphi^н$, принимаемые по табл. 12 (7);

$b$ — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в $м$;

$h$ — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта или от планировки срезкой до подошвы фундамента в $м$;

$h_п$ — приведенная глубина заложения фундамента в помещении с подвалом, определяемая по формуле

$$h_п = c_1 + c_2\,\frac{\gamma_{о.п}}{\gamma_0}; \qquad 22\ (14)$$

$c_1$ — толщина слоя грунта выше подошвы фундаментов в $м$;

$c_2$ — толщина конструкции пола подвала в $м$;

$\gamma_0$ — объемный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, в $т/м^3$;

$\gamma_{о.п}$ — объемный вес материала конструкции пола подвала в $т/м^3$;

$c^н$ — нормативное удельное сцепление грунта для глин или нормативный параметр линейности для песков, залегающих непосредственно под подошвой фундамента, в $т/м^2$.

**Примечания:** 1. Формулы 20(12) и 21(13) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Для подошвы фундаментов в форме круга или правильного многоугольника принимаются значения $b = \sqrt{F}$,

где $F$ — площадь подошвы фундамента данной формы.

2. Нормативные давления при условии полного насыщения водой песков мелких принимаются с учетом коэффициента условий работ $m = 0{,}8$ и для песков пылеватых $m = 0{,}6$.

3. При заглублении фундамента ниже подошвы насыпи при давности отсыпки ее более пяти лет в расчетах по деформациям допускается считать глубину заложения фундаментов от отметки планировки на насыпи.

4. Формулы 20(12) и 21(13) учитывают, что глубина зоны местного нарушения прочности основания не превосходит $^1/_4$ ширины фундамента.

5. Под параметром линейности понимается часть сопротивления грунта срезу, не зависящая от нормального напряжения по площади среза.

**К п. 5.10.** Нормы допускают применение теории линейно-деформируемой среды для исследования распределения напряжений в толще основания лишь при условии, что глубина зон основания, в которых имеет место предельное равновесие (местное нарушение прочности грунта), не превосходит определенных величин: для зданий и промышленных сооружений, например, $^1/_4$ ширины фундамента при центральной нагрузке.

Таблица 12 (7)

**Коэффициенты $A$, $B$ и $D$ для определения нормативного давления на основание**

| Нормативное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi^н$ в *град* | Коэффициенты | | |
|---|---|---|---|
| | $A$ | $B$ | $D$ |
| 0 | 0 | 1,00 | 3,14 |
| 2 | 0,03 | 1,12 | 3,32 |
| 4 | 0,06 | 1,25 | 3,51 |
| 6 | 0,10 | 1,39 | 3,71 |
| 8 | 0,14 | 1,55 | 3,93 |
| 10 | 0,18 | 1,73 | 4,17 |
| 12 | 0,23 | 1,94 | 4,42 |
| 14 | 0,29 | 2,17 | 4,69 |
| 16 | 0,36 | 2,43 | 5,00 |
| 18 | 0,43 | 2,72 | 5,31 |
| 20 | 0,51 | 3,06 | 5,66 |
| 22 | 0,61 | 3,44 | 6,04 |
| 24 | 0,72 | 3,87 | 6,45 |
| 26 | 0,84 | 4,37 | 6,90 |
| 28 | 0,98 | 4,93 | 7,40 |
| 30 | 1,15 | 5,59 | 7,95 |
| 32 | 1,34 | 6,35 | 8,55 |
| 34 | 1,55 | 7,21 | 9,21 |
| 36 | 1,81 | 8,25 | 9,98 |
| 38 | 2,11 | 9,44 | 10,80 |
| 40 | 2,46 | 10,84 | 11,73 |
| 42 | 2,87 | 12,50 | 12,77 |
| 44 | 3,37 | 14,48 | 13,96 |
| 45 | 3,66 | 15,64 | 14,64 |

Следует оговорить, что границы этих зон по принятой в нормах схеме устанавливаются исходя из схемы равномерного распределения нагрузки по абсолютно гибкой полосе. Для жестких фундаментов, а также для круглых, квадратных фундаментов принятая схема является условной.

Таким образом, при расчете оснований по деформациям с использованием решений теории линейно-деформируемой среды возникает необходимость выяснения величины той нагрузки по поверхности основания, при которой зоны местного нарушения прочности грунта достигают обусловленных размеров.

Под нарушением прочности грунта в точке основания понимается возникновение в этой точке площадки сдвигов, т. е. таких площадок, для которых касательное ($\tau$) и нор-

мальное ($\sigma$) напряжения будут связаны условием предельного равновесия

$$\tau \geqslant \sigma \operatorname{tg} \varphi + c.$$

Первоначальное местное нарушение прочности грунта происходит при некоторой нагрузке в точках основания, непосредственно прилегающих к краю фундамента. При дальнейшем увеличении нагрузки местное нарушение прочности грунта распространяется на соседние точки, в результате чего образуется постепенно возрастающая вместе с нагрузкой область местного нарушения прочности (рис. 19).

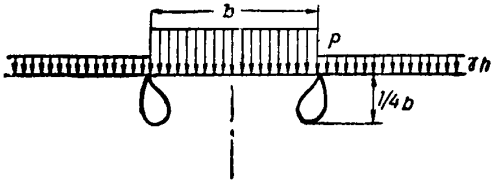



Рис. 19. Схема областей местного нарушения прочности основания

Поскольку в данном случае нас интересует выяснение нагрузки, при которой зоны местного нарушения прочности еще малы, вполне допустимо использование зависимостей теории линейно-деформируемого полупространства для определения напряжений $\sigma$ и $\tau$ в любой точке основания.

Для определения нагрузки, при превышении которой начинается нарушение прочности грунта в основании, имеется довольно простое решение Н. П. Пузыревского, приведенное в курсе Н. А. Цытовича «Механика грунтов» (стр. 231). Для частного случая нагрузки, равномерно распределенной на полосе шириной $a$ на глубине $h$ от поверхности грунта, искомая формула получается из уравнения ($c$) при величине $z_{max} = 0{,}25\ a$.

Однако это решение как в непосредственной форме, так и при допущении зон местного нарушения прочности грунта указанных в нормах размеров не соответствует современному опыту строительства зданий с подвалами.

В настоящее время в Москве и других городах построено значительное количество зданий, фундаменты которых заглублены ниже уровня пола подвала всего на 30—40 *см*, причем давления на грунт значительно превышают величины, даваемые как нормами допускаемых давлений, так и расчетами по формулам типа Н. П. Пузыревского. Между тем вполне удовлетворительное состояние зданий показывает, что принятое давление на грунт не является чрезмерным.

В связи с этим для практического применения при определении максимальной нагрузки, до которой расчет деформации основания может производиться с использованием теории линейно-деформируемой среды, можно рекомендовать формулу 21(13), выведенную в НИИ оснований и подземных сооружений (Д. Е. Польшин и Р. А. Токарь).

Безразмерные коэффициенты в формулах 20(12) и 21(13) определяются из выражений:

$$A = 0{,}25\ \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi^{н} - \frac{\pi}{2} + \varphi^{н}};$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi^{н} - \frac{\pi}{2} + \varphi^{н}};$$

$$D = \frac{\pi}{\left(\operatorname{ctg} \varphi^{н} - \frac{\pi}{2} + \varphi^{н}\right) \operatorname{tg} \varphi^{н}}.$$

Формула 21 (13) выведена тем же путем, что и формула Н. П. Пузыревского, но с учетом фактора, не рассматривавшегося ранее и связанного с действием природного бытового давления.

До настоящего времени роль природного давления сводили только к уплотнению грунтов основания, приводившему к уменьшению его сжимаемости. Это обстоятельство учитывается при расчете осадок (см., например, расчетную схему распределения давлений на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента). Учитываемый новый фактор состоит в том, что напряженное состояние, вызванное природным давлением в результате длительного его действия, сохраняется в некоторой степени и после снятия бытового давления (вскрытия котлована). В результате учета указанного обстоятельства величина предельного давления, при котором зоны местного нарушения прочности грунта достигают заданной величины, зависит не только от глубины заложения фундамента по отношению пола подвала, но и от глубины заложения по отношению к поверхности природного рельефа.

Формулы 20(12) и 21(13) распространяются на все виды грунтов. При ширине здания до 20 *м* формула 21(13) справедлива как для фундаментов наружных, так и внутренних стен.

При вскрытии котлована, для устройства подвала, до глубины 2,5 *м* и его ширине, не

превышающей 20 *м*, величина нормативного давления по подошве фундамента может назначаться по формуле 20(12), т. е. без учета наличия подвала.

Пример 1. Определить ширину ленточного фундамента при следующих условиях.

Глубина заложения фундамента $h=1{,}6$ *м*, нагрузка в уровне верха фундамента $P_1=29$ *т/м*. Грунт основания — суглинок имеет следующие характеристики:

$$\gamma_0 = 1{,}98\ г/см^3;\ \gamma_ч = 2{,}71\ г/см^3;\ W = 24\%;\ W_р = 14\%;$$
$$W_т = 25\%:\ W_п = 11\%;\ \varepsilon = 0{,}7;\ G = 0{,}93;$$
$$B = 0{,}91;\ c^н = 0{,}14\ кг/см^2;\ \varphi^н = 22°.$$

Предварительную ширину подошвы фундамента назначаем, пользуясь табл. 19(14).

Для суглинка при $\varepsilon = 0{,}7$

$$R^н_{B=0} = 2{,}5\ кг/см^2,\quad R^н_{B=1} = 1{,}8\ кг/см^2.$$

Линейно интерполируя по величине $B$, имеем

$$R^н_{B=0{,}91} = 2{,}5 - (2{,}5 - 1{,}8)\,0{,}91 = 1{,}86\ кг/см^2 =$$
$$= 18{,}6\ т/м^2.$$

Приняв вес фундамента ($P_2$) и грунта на его обрезах ($P_3$) равным 10% от нагрузки в уровне верха фундамента, получим величину общей нагрузки

$$P = P_1 + (P_2 + P_3) = 29 + 0{,}1 \cdot 29 = 31{,}9\ т/м.$$

Тогда ширина подошвы фундамента $b$ будет равна

$$b = \frac{P}{R^н_{B=0{,}91}} = \frac{31{,}9}{18{,}6} = 1{,}7\ м.$$

Находим величину нормативного давления по формуле

$$R^н = (Ab + Bh)\,\gamma_0 + Dc^н\ [т/м^2]^*.$$

Из табл. 10(7) для $\varphi^н = 22°$ имеем:

$$A = 0{,}61;\quad B = 3{,}44;\quad D = 6{,}04;$$
$$R^н = (0{,}61 \cdot 1{,}7 + 3{,}44 \cdot 1{,}6)\ 1{,}98 + 6{,}04 \cdot 1{,}4 =$$
$$= 21{,}35\ т/м^2;$$

$$P = R^н b = 21{,}35 \cdot 1{,}7 = 36{,}2\ т/м > 31{,}9\ т/м,$$

т. е. ширину фундамента можно уменьшить.

Принимаем $b=1{,}5$ *м*, тогда:

вес фундамента $P_2 = \gamma_ф\ b\ h_ф = 2{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}3 = 0{,}99$ *т/м*;

вес грунта на обрезах $P_3 = \gamma_0\ (b - \delta) \cdot (h - h_ф) = 1{,}98\ (1{,}5 - 0{,}6) \cdot (1{,}6 - 0{,}3) = 2{,}32$ *т/м*.

Общая нагрузка $P = P_1 + P_2 + P_3 = 29 + 0{,}99 + 2{,}32 = 32{,}31$ *т/м*.

$$R^н = (0{,}61 \cdot 1{,}5 + 3{,}44 \cdot 1{,}6)1{,}98 + 6{,}04 \cdot 1{,}4 = 21{,}15\ т/м^2;$$
$$P = R^н b = 21{,}15 \cdot 1{,}5 = 31{,}8\ т/м \approx 32{,}3\ т/м.$$

Итак окончательно ширина подошвы $b = 1{,}5$ *м*.

Этот же пример может быть решен несколько иным путем.

Формулу 20(12), используя равенство $P = R^н b$, можно представить в виде

$$b = \frac{\sqrt{(Bh\gamma_0 + Dc^н)^2 + 4PA\gamma_0} - (Bh\gamma_0 + Dc^н)}{2A\gamma_0}.$$

Подставляя числовые значения, получим

$$b = \frac{\sqrt{(3{,}44 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}98 + 6{,}04 \cdot 1{,}4)^2 + 4 \cdot 31{,}9 \cdot 0{,}61 \cdot 1{,}98} -}{2 \cdot 0{,}61 \cdot 1{,}98}$$
$$\frac{-(3{,}44 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}98 + 6{,}04 \cdot 1{,}4)}{2 \cdot 0{,}61 \cdot 1{,}98} = 1{,}51\ м \approx 1{,}5.$$

Пример 2. Определить размеры фундамента под колонну при следующих условиях:

глубина заложения фундамента $h = 3$ *м*;

нагрузка с учетом веса фундамента и грунта на его обрезах $P = 50$ *т*;

здание имеет подвал глубиной 2,5 *м*;

грунт основания аналогичен примеру 1.

Толщина пола подвала 0,2 *м*. Объемный вес материала конструкции пола подвала $\gamma_{о.п} = 2{,}3\ т/м^3$.

Приведенная глубина заложения фундамента

$$h_п = c_1 + c_2 \frac{\gamma_{о.п}}{\gamma_0} = 0{,}3 + 0{,}2 \frac{2{,}3}{1{,}98} = 0{,}53 \approx 0{,}5.$$

Принимая $b = 1$ *м*, имеем:

$$R^н = \left[Ab + B\,\frac{2h + h_п}{3}\right]\gamma_0 + Dc^н =$$
$$= \left[0{,}61 \cdot 1 + 3{,}44\ \frac{2 \cdot 3 + 0{,}5}{3}\right] 1{,}98 + 6{,}04 \cdot 1{,}4 =$$
$$= 24{,}4\ т/м^2;$$
$$P = 24{,}4 \cdot 1 \cdot 1 = 24{,}4 < 50\ т.$$

Второе приближение для назначения $b$ сделаем исходя из условия

$$b \approx \sqrt{\frac{P}{R^н}} = \sqrt{\frac{50}{2{,}44}} = 1{,}43\ м.$$

Принимая $b = 1{,}4$ *м*, имеем:

$$R^н = \left(0{,}61 \cdot 1{,}4 + 3{,}44\ \frac{2 \cdot 3 + 0{,}5}{3}\right) 1{,}98 +$$
$$+ 6{,}04 \cdot 1{,}4 = 24{,}85\ т/м^2;$$
$$P = 24{,}85 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}4 = 48{,}7\ т \approx 50\ т.$$

Расхождение составляет менее 3%, что вполне допустимо.

Расчет оснований по деформациям позволяет в ряде случаев значительно повысить давления на грунт против рекомендовавшихся старыми нормами (НиТУ 6—48, НиТУ 127—53). В дальнейшем, по мере развития методов расчета осадки с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями, область расчета оснований по деформациям может быть значительно расширена, что откроет перспективы дальнейшего снижения стоимости фундаментов.

**5.11.** Нормативные давления оснований из крупнообломочных грунтов принимаются по формулам (12) и 13) в зависимости от вида и состояния заполнителя.

---

* Если от поверхности грунта до подошвы фундамента располагается несколько слоев грунта с различными объемными весами, в формулу подставляется величина средневзвешенного объемного веса

$$\gamma_{о.ср} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \ldots + \gamma_n h_n}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n}.$$

**К п. 5.11.** Согласно п. 2.2 и табл. 1(1) крупнообломочными называются несцементированные грунты, содержащие более 50% по весу обломков кристаллических или осадочных пород с размерами частиц более 2 *мм*. Отсюда следует, что в крупнообломочном грунте может содержаться до 50% глинистого или песчаного заполнителя.

Под глинистым заполнителем понимается грунт, заполняющий промежутки между обломками, состоящий из частиц менее 0,1 *мм* и обладающий числом пластичности $W_п \geqslant 1$.

Так же как и у гравелистых и крупных песков, у крупнообломочного грунта, если в его порах содержится более 10% по весу глинистого заполнителя, резко уменьшаются величины удельного сцепления, угла внутреннего трения и модуля деформации.

При назначении необходимых для расчета оснований характеристик крупнообломочного грунта с песчаным или глинистым заполнителем возможно использование справочной таблицы характеристик, имеющейся в нормах.

**5.12.** Нормативные давления оснований, устраиваемых из песчаных подушек, выполненных из песков крупных и средней крупности, укладываемых слоями с последующим уплотнением, принимаются как для песчаных грунтов [см. табл. 10(13)], т. е. проект песчаной подушки должен быть ориентирован на заданные физико-механические характеристики песков.

Примечание. Мелкие пески, как правило, не рекомендуются для устройства фундаментных подушек. При отсутствии в районе строительства песков крупных и средней крупности и при подтверждении местным опытом строительства целесообразности устройства фундаментных подушек из мелких песков нормативные характеристики для них допускается принимать как для мелких песков средней плотности.

**К п. 5.12.** При проектировании оснований зданий и сооружений в ряде случаев рациональным является замена сильносжимаемого слоя, залегающего непосредственно ниже отметки подошвы фундамента, песчаной подушкой.

Характеристики свойств песчаной подушки, необходимые для ее расчета, устанавливаются так же, как и для песчаных грунтов в их природном залегании. Проект песчаной подушки должен быть ориентирован на наперед заданные физико-механические характеристики песков; плотность подушки необходимо контролировать в процессе ее укладки.

Учитывая то, что пески крупные и средней крупности укладываются в производственных условиях более плотно, чем другие виды грунтов, нормы рекомендуют устраивать подушки именно из этих песков.

**5.13.** Нормативные давления на грунты основания под существующими фундаментами принимаются (при надстройке или реконструкции зданий, изменении нагрузок на перекрытие, повышении грузоподъемности кранов и т. п.) в соответствии с состоянием плотности и влажности грунтов под фундаментами, которые будут выявлены при их дополнительном исследовании, проводимом в связи с изменением нагрузок на фундаменты.

Примечание. Вопрос о дополнительных мероприятиях по усилению фундаментов в связи с изменением действующих на них нагрузок (при надстройке или реконструкции зданий и т. п.) решается в каждом случае отдельно, исходя из конкретных условий, в том числе и с учетом состояния конструкций здания.

**К п. 5.13.** При использовании существующих фундаментов для передачи на грунт нагрузок выше тех, на которые эти фундаменты запроектированы, что встречается при надстройке зданий, повышении нагрузок на перекрытиях или увеличении грузоподъемности кранов, нормативные давления на основания могут быть повышены.

Это повышение нормативного давления производится с учетом двух обстоятельств.

Во-первых, грунт основания за время эксплуатации сооружения, которое реконструируется, уже обжат весом сооружения.

Поэтому свойства этого грунта иные, чем они были до возведения сооружения. В соответствии с новой плотностью и влажностью грунта нормативное давление на него может быть повышено.

Во-вторых, учитывается то, что в ряде случаев, при достаточной прочности тела самих фундаментов, они не будут обнажены, величина нормативной нагрузки, подсчитанная по формулам, может быть повышена еще в 1,2 раза. Это повышение оправдано тем, что грунты основания не будут подвержены механическому или иному воздействию, неизбежно ухудшающему их природные качества.

**5.14.** Наибольшее давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента при расчете на действие нормативных основных, дополнительных или особых сочетаний нагрузок не должно быть более 1,2 $R^н$, вычисленного для данного фундамента согласно пп. 5.10—5.13 настоящих норм.

**К п. 5.14.** Требования этого пункта вытекают из того, что при расчете оснований по деформациям используются решения теории упругости, применение которых возможно только при незначительном развитии зон пластических деформаций под краями фундамента. В частности, расчет крена фундамента, который производится при внецентренной на-

грузке фундамента, может проводиться по формулам норм только в том случае, когда наибольшее давление на грунт у края подошвы от основного сочетания нагрузок не превосходит величины, определяемой произведением нормативного давления, вычисленного для данного фундамента, на коэффициент условий работы, равный 1,2.

**5.15.** Расчетная схема распределения давления на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента принимается в соответствии с рис. 20(1).

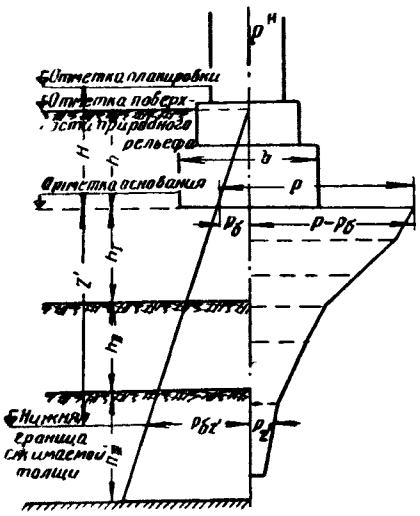



Рис. 20(1). Расчетная схема распределения давления на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента

В этой схеме приняты следующие обозначения:

$b$ — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в *см*;

$l$ — бо́льшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в *см* [на рис. 20 (1) не показана];

$H$ — глубина заложения фундамента от отметки планировки (подсыпки или срезки) в *см*;

$h$ — глубина заложения фундамента от отметки поверхности природного рельефа в *см* (с учетом примечания 3 к п. 5.10);

$p$ — среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента от нормативных нагрузок в *кг/см²*, не превышающее нормативного давления $R^н$, определенного по пп. 5.10—5.13;

$p_б$ — природное (бытовое) давление в грунте на отметке подошвы фундамента в *кг/см²* (давление от веса грунтов, лежащих между отметками подошвы фундамента и природного рельефа);

$p_{бz}$ — природное давление в грунте в *кг/см²* в горизонтальном сечении, расположенном на глубине $z$ ниже подошвы фундамента (давление от веса грунта, лежащего в пределах глубин $h+z$ от поверхности природного рельефа);

$p_z$ — дополнительное (к природному) давление в грунте в *кг/см²* в горизонтальном сечении, расположенном на глубине $z$ ниже подошвы фундамента, определяемое по формуле

$$p_z = \alpha (p - p_б), \qquad 23\,(15)$$

где $\alpha$ — коэффициент изменения дополнительного давления в грунте, учитывающий форму подошвы фундамента, определяемый по табл. 13(8) в зависимости от

$$m = \frac{2z}{b} \text{ и } n = \frac{l}{b}.$$

Примечания. 1. Для подошвы фундаментов в форме круга значения $\alpha$ принимаются по величине $m$, которая берется равной $m = \frac{z}{r}$, где $r$ — радиус круга.

2. Для подошвы фундаментов в форме правильного многоугольника значения $\alpha$ принимаются как для круга [графа 2, табл. 13(8)], причем за $r$ принимается величина $r = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$, где $F$ — площадь подошвы фундамента данной формы.

**К п. 5.15.** В механике грунтов к настоящему времени разработано большое количество формул для расчета конечной (стабилизированной) осадки. Все эти методы, по предложению К. Е. Егорова, могут быть разбиты на три группы.

К первой группе относятся методы, полученные на основе произвольных предпосылок в отношении распределения в грунте вертикальных напряжений. К этой группе, например, относится метод углового рассеивания напряжений, согласно которому вертикальные нормальные напряжения зависят только от глубины $z$ залегания рассматриваемой точки ниже подошвы фундамента. Величина этих напряжений определяется по формулам:

в случае прямоугольного фундамента

$$\sigma_z = \frac{bl}{(b + z + \operatorname{tg}\alpha)(l + z \operatorname{tg}\alpha)};$$

в случае ленточного фундамента

$$\sigma_z = \frac{b}{l + z \operatorname{tg}\alpha},$$

Таблица 13 (8)

**Значения коэффициента $\alpha$**

| $m$ | Круглые фундаменты | Прямоугольные фундаменты с отношением сторон $n$ | | | | | | | | | | | Ленточные фундаменты при $n>10$ | $\Sigma\alpha n=1$ | $\Sigma\alpha n>10$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2 | 2,4 | 2,8 | 3,2 | 4 | 5 | | | |
| 0 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,4 | 0,949 | 0,960 | 0,968 | 0,972 | 0,974 | 0,975 | 0,976 | 0,976 | 0,977 | 0,977 | 0,977 | 0,977 | 0,977 | 1,960 | 1,977 |
| 0,8 | 0,756 | 0,800 | 0,830 | 0,848 | 0,859 | 0,866 | 0,870 | 0,875 | 0,878 | 0,879 | 0,880 | 0,881 | 0,881 | 2,760 | 2,858 |
| 1,2 | 0,547 | 0,606 | 0,652 | 0,682 | 0,703 | 0,717 | 0,727 | 0,740 | 0,746 | 0,749 | 0,753 | 0,754 | 0,755 | 3,366 | 3,613 |
| 1,6 | 0,390 | 0,449 | 0,496 | 0,532 | 0,558 | 0,578 | 0,593 | 0,612 | 0,623 | 0,630 | 0,636 | 0,639 | 0,642 | 3,815 | 4,255 |
| 2,0 | 0,285 | 0,336 | 0,379 | 0,414 | 0,441 | 0,463 | 0,481 | 0,505 | 0,520 | 0,529 | 0,540 | 0,545 | 0,550 | 4,151 | 4,805 |
| 2,4 | 0,214 | 0,257 | 0,294 | 0,325 | 0,352 | 0,374 | 0,392 | 0,419 | 0,437 | 0,449 | 0,462 | 0,470 | 0,477 | 4,408 | 5,282 |
| 2,8 | 0,165 | 0,201 | 0,232 | 0,260 | 0,284 | 0,304 | 0,321 | 0,350 | 0,369 | 0,383 | 0,400 | 0,410 | 0,420 | 4,609 | 5,702 |
| 3,2 | 0,130 | 0,160 | 0,187 | 0,210 | 0,232 | 0,251 | 0,267 | 0,294 | 0,314 | 0,329 | 0,348 | 0,360 | 0,374 | 4,769 | 6,076 |
| 3,6 | 0,106 | 0,130 | 0,153 | 0,173 | 0,192 | 0,209 | 0,224 | 0,250 | 0,270 | 0,285 | 0,305 | 0,320 | 0,337 | 4,899 | 6,413 |
| 4,0 | 0,087 | 0,108 | 0,127 | 0,145 | 0,161 | 0,176 | 0,190 | 0,214 | 0,233 | 0,248 | 0,270 | 0,285 | 0,306 | 5,007 | 6,719 |
| 4,4 | 0,073 | 0,091 | 0,107 | 0,122 | 0,137 | 0,150 | 0,163 | 0,185 | 0,203 | 0,218 | 0,239 | 0,256 | 0,280 | 5,098 | 6,999 |
| 4,8 | 0,062 | 0,077 | 0,092 | 0,105 | 0,118 | 0,130 | 0,141 | 0,161 | 0,178 | 0,192 | 0,213 | 0,230 | 0,258 | 5,175 | 7,257 |
| 5,2 | 0,053 | 0,066 | 0,079 | 0,091 | 0,102 | 0,112 | 0,123 | 0,141 | 0,157 | 0,170 | 0,191 | 0,208 | 0,239 | 5,241 | 7,496 |
| 5,6 | 0,046 | 0,058 | 0,069 | 0,079 | 0,089 | 0,099 | 0,108 | 0,124 | 0,139 | 0,152 | 0,172 | 0,189 | 0,223 | 5,299 | 7,719 |
| 6,0 | 0,040 | 0,051 | 0,060 | 0,070 | 0,078 | 0,087 | 0,095 | 0,110 | 0,124 | 0,136 | 0,155 | 0,172 | 0,208 | 5,350 | 7,927 |
| 6,4 | 0,036 | 0,045 | 0,053 | 0,062 | 0,070 | 0,077 | 0,085 | 0,098 | 0,111 | 0,122 | 0,141 | 0,158 | 0,196 | 5,395 | 8,123 |
| 6,8 | 0,032 | 0,040 | 0,048 | 0,055 | 0,062 | 0,069 | 0,076 | 0,088 | 0,100 | 0,110 | 0,128 | 0,144 | 0,184 | 5,435 | 8,307 |
| 7,2 | 0,028 | 0,036 | 0,042 | 0,049 | 0,056 | 0,062 | 0,068 | 0,080 | 0,090 | 0,100 | 0,117 | 0,133 | 0,175 | 5,471 | 8,482 |
| 7,6 | 0,024 | 0,032 | 0,038 | 0,044 | 0,050 | 0,056 | 0,062 | 0,072 | 0,082 | 0,091 | 0,107 | 0,123 | 0,166 | 5,503 | 8,648 |
| 8,0 | 0,022 | 0,029 | 0,035 | 0,040 | 0,046 | 0,051 | 0,056 | 0,066 | 0,075 | 0,084 | 0,098 | 0,113 | 0,158 | 5,532 | 8,806 |
| 8,4 | 0,021 | 0,026 | 0,032 | 0,037 | 0,042 | 0,046 | 0,051 | 0,060 | 0,069 | 0,077 | 0,091 | 0,105 | 0,150 | 5,558 | 8,956 |
| 8,8 | 0,019 | 0,024 | 0,029 | 0,034 | 0,038 | 0,042 | 0,047 | 0,055 | 0,063 | 0,070 | 0,084 | 0,098 | 0,144 | 5,582 | 9,100 |
| 9,2 | 0,018 | 0,022 | 0,026 | 0,031 | 0,035 | 0,039 | 0,043 | 0,051 | 0,058 | 0,065 | 0,078 | 0,091 | 0,137 | 5,604 | 9,237 |
| 9,6 | 0,016 | 0,020 | 0,024 | 0,028 | 0,032 | 0,036 | 0,040 | 0,047 | 0,054 | 0,060 | 0,072 | 0,085 | 0,132 | 5,624 | 9,369 |
| 10 | 0,015 | 0,019 | 0,022 | 0,026 | 0,030 | 0,033 | 0,037 | 0,044 | 0,050 | 0,056 | 0,067 | 0,079 | 0,126 | 5,643 | 9,495 |
| 11 | 0,011 | 0,017 | 0,020 | 0,023 | 0,027 | 0,029 | 0,033 | 0,040 | 0,044 | 0,050 | 0,060 | 0,071 | 0,114 | — | — |
| 12 | 0,009 | 0,015 | 0,018 | 0,020 | 0,024 | 0,026 | 0,028 | 0,034 | 0,038 | 0,044 | 0,051 | 0,060 | 0,104 | — | — |

Примечание. Для промежуточных значений $m$ и $n$ величина коэффициента $\alpha$ определяется интерполяцией.

где $\alpha$ — угол рассеивания напряжений;
$b$ — ширина фундамента;
$l$ — длина фундамента.

Во вторую группу входят формулы, полученные на основе теории линейно деформируемой среды с учетом всех трех составляющих нормальных напряжений. Сюда относятся формулы Польшина, Хакимова, Флорина, Егорова и др.

Наконец, в третью группу входят формулы, полученные также на основе теории линейно деформируемой среды, но с учетом только максимальных осевых вертикальных напряжений. К этой группе, например, относятся формулы ВИОС.

Нет сомнения, что формулы второй группы в теоретическом отношении являются более строгими. Однако при пользовании ими часто оказывается весьма затруднительным учет ряда факторов, характеризующих конкретные условия работы рассчитываемого основания. Например, по формулам Д. Е. Польшина и Х. Р. Хакимова не представляется возможным рассчитать осадку фундамента, возведенного на основании, состоящем из ряда слоев разной сжимаемости. Формула К. Е. Егорова хотя и дает такую возможность, но, пользуясь ею, нельзя учесть влияние соседних фундаментов и пригрузок на осадку рассматриваемого фундамента.

Поэтому в настоящем пособии мы приведем изложение только метода ВИОС из третьей группы, отметив при этом, что в ряде конкретных случаев может оказаться целесообразным комбинированное применение различных методов. Так, например, применив для расчета осадки фундамента от передаваемой им нагрузки на основание весьма логичный и удобный для практического использования метод К. Е. Егорова, можно дополнительную осадку того же фундамента под влиянием соседних вычислить по методу ВИОС и т. д.

Одним из основных элементов расчета осадки по методу ВИОС является выяснение распределения напряжений в толще основания.

В случае действия сосредоточенной силы $P$, приложенной вертикально вниз на границе полупространства, распределение вертикальных напряжений определяется по известной формуле

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{\sqrt{(x^2+y^2+z^2)^5}},$$

где $P$ — сосредоточенная сила, приложенная в начале координат $(x, y, z)$. Положительное направление оси $z$ принято вниз.

Значения вертикальных нормальных напряжений в любой точке основания при действии равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p$ *кг/см*$^2$ по прямоугольной площадке с размерами $b=2b'$ и $l=2l'$ вычисляются двойным суммированием формулы сосредоточенной силы

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \int_{-b'}^{b'} \int_{-l'}^{l'} \frac{z^3\, d\xi\, d\eta}{\sqrt{[(x-\xi)^2+(y-\eta)^2+z^2]^5}}. \quad 24$$

Выполнив интегрирование и положив $x=y=0$, получим формулу для определения максимальных величин вертикальных нормальных напряжений по вертикальной оси $z$, проходящей через центр подошвы прямоугольного фундамента:

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi}\left[\operatorname{arctg}\frac{n}{m\sqrt{m^2+n^2+1}} + \frac{nm(2m^2+n^2+1)}{(1+m^2)(n^2+m^2)\sqrt{m^2+n^2+1}}\right], \quad 25$$

где $p$ — давление на грунт в плоскости подошвы фундамента;

$n=\frac{l}{b}$ — отношение сторон прямоугольного фундамента;

$m=\frac{2z}{b}$ — отношение глубины рассматриваемой точки к полуширине прямоугольного фундамента.

В методе ВИОС, в целях упрощения расчета осадки, не учитывается уменьшение вертикальных нормальных напряжений на данной горизонтальной плоскости по мере удаления от центральной оси фундамента и основания. Предполагается, что максимальные значения напряжений, вычисленные по формуле (25), для центральной оси не изменяются в горизонтальном направлении. Таким образом, криволинейная эпюра распределения вертикальных нормальных напряжений по горизонтали заменяется прямоугольной эпюрой. Указанное допущение приводит к некоторому преувеличению расчетной осадки.

Для упрощения техники вычисления напряжений формула (24) представляется в виде

$$\sigma_z = \alpha p, \quad 26$$

где $\alpha$ — безразмерный коэффициент, зависящий от отношений $m$ и $n$. Величина коэффициента $\alpha$ приведена в табл. 11(8).

Важной составной частью расчета осадок по методу ВИОС, помимо выяснения распределения напряжений в толще основания, является выбор давления от фундамента по поверхности основания, вводимого в расчет.

Выбор этого давления связан с понятием природного (бытового) давления. Под природным давлением в механике грунтов понимается то вертикальное давление, которое имеет место в любом горизонтальном сечении грунтового напластования и возникает в результате действия собственного веса толщи грунта, залегающей выше рассматриваемого сечения. Величина природного давления в грунте с неизменным по глубине объемным весом $\gamma_0$ определяется по формуле

$$p_б = \gamma_0(h+z), \quad 27$$

где $\gamma_0$ — объемный вес грунта;

$h$ — глубина заложения фундамента от природного рельефа;

$z$ — глубина залегания рассматриваемой горизонтальной плоскости от подошвы фундамента.

Поскольку продолжительность действия природного давления весьма велика, деформации грунта от этого давления считаются законченными. Это соображение, не вызывающее сомнений в его справедливости, позволяет при расчете осадок фундамента учитывать не полное давление $p$, передаваемое подошвой фундамента грунта, а лишь его часть, определяемую по формуле:

$$p' = p - p_{бh}. \quad 28$$

Этот подход к установлению величины давления на грунт, который следует учитывать при расчете осадок, предполагает, что осадка может происходить только за счет дополнительного (сверх природного) давления на грунт. В случае, когда природное давление $p_б$ равно или больше полного давления $p$, вообще никакой осадки не произойдет.

Такая постановка вопроса не является обоснованной для всех случаев, встречающихся в практике строительства. Полное отсутствие осадок сооружения мыслимо (при $p_б \geqslant p$) лишь при условии, что после вскрытия котлована, т. е. после снятия части природно-

го давления, дно его не претерпевает подъема. Во всех же остальных случаях приложение любого давления, в том числе и меньшего, чем природное, неизбежно должно сопровождаться соответствующей осадкой.

Проводившиеся, правда немногочисленные, измерения показывают, что в ряде случаев пучение дна котлована, вызванное снятием природного давления, имеет место. При этом наибольший подъем дна котлована происходил в центральной его части, а наименьший — на его краевых участках.

Поэтому возможны случаи, когда полное исключение природного давления по формуле 28 из расчета осадок будет обусловливать получение ошибочных результатов. В общем случае правильнее исключить из расчета осадки не полное природное давление, а некоторую часть его ($k$), т. е. определять давление по формуле

$$p' = p - k p_{бh}.$$

Приближенно коэффициент $k$ определяется выражением

$$k = 1 - \frac{E_1}{E_2},$$

где $E_1$ — модуль сжатия грунта при первичном его сжатии;

$E_2$ — модуль сжатия того же грунта при вторичном сжатии, всегда больший, чем $E_1$.

Высказанные соображения имеют практическое значение для крупных, ответственных сооружений с глубокими и большими по площади котлованами. При массовом строительстве размеры котлованов обычно невелики. В этих условиях пучение дна котлована практически не проявляется. Поэтому для массового строительства давление, вводимое в расчет осадки, вполне возможно определять по более простой формуле 28.

**5.16.** Сжимаемая толща основания для фундамента (с заданными размерами в плане, глубиной заложения и установленным давлением от нормативных нагрузок на грунт) принимается при определении величины деформаций основания $S$ до той глубины $z'$ ниже подошвы фундамента, на которой удовлетворяется условие

$$p_{z'} = 0{,}2\, p_{бz'} \qquad 29\,(16)$$

(с точностью до $\pm 0{,}05$ *кг/см*$^2$).

**К п. 5.16.** Напряженное состояние в массиве грунта до возведения сооружения характеризуется природным давлением ($p_{бz}$), которое возрастает с глубиной (см. формулу 26). Дополнительные напряжения, возникающие в основании под воздействием давления, передаваемого фундаментом, убывают с глубиной и, теоретически, стремятся к нулю на бесконечно большой глубине от подошвы фундамента. Поскольку деформации грунта в основании, за счет которых образуется осадка фундамента, происходят только за счет изменений в напряженном состоянии, т. е. за счет дополнительных напряжений $\sigma_z$, можно найти такую глубину, на которой изменение напряженного состояния в результате возведения здания относительно невелико и не имеет практического значения. Кроме того, надо сказать, что экспериментальные данные показывают, что деформации грунта затухают с глубиной быстрее, чем по теории упругости. Чтобы величины осадок, получаемые в расчете, были бы близки к натуре, следует вовсе пренебречь деформациями грунта основания, начиная с некоторой глубины. В качестве такой глубины может быть принята глубина $z'$ ниже подошвы фундамента, на который дополнительные вертикальные нормальные напряжения $p_{z'}$ составляют 20% от природного давления на грунт ($p_{z'}$) на той же глубине, т. е. для которой удовлетворяется условие

$$p_{z'} = 0{,}2\, p_{бz'}. \qquad 29(16)$$

Изложенный прием нахождения нижней границы сжимаемой толщи, в достаточной мере проверенный применением его на практике, может быть использован при расчете осадок и в дальнейшем, впредь до уточнения его на основе специальных опытов.

Необходимо лишь дополнительно указать, что в тех случаях, когда непосредственно ниже найденной границы сжимаемой толщи основания залегает слой грунта, сжимаемость которого в 2 раза и более превосходит сжимаемость вышележащего слоя грунта, следует такой слой также включить в состав сжимаемой толщи.

**5.17.** При наличии в пределах сжимаемой толщи слоя грунта более слабого по несущей способности, чем вышележащие слои (см. п. 2.15 «б»—«е» настоящих норм), необходимо выяснить влияние этого слабого слоя на деформацию основания здания или сооружения. Расчет деформации такого слоя слабого грунта по формулам настоящих норм возможен лишь в том случае, если полное давление от нормативных нагрузок на кровле этого слоя не превышает нормативного давления $R^н$ для условного фундамента, опирающегося на этот слой, т. е. должно соблюдаться условие 30(17), в противном случае необходимо изменить конструкцию фундамента

$$p_{6н} + \alpha(p - p_6) \leqslant R^н, \qquad 30\ (17)$$

где $p_{6н}$ — природное давление на кровлю подстилающего слоя, залегающего на глубине $H$ от природного уровня грунта или от планировки срезкой;

$\alpha(p - p_6)$ — дополнительное давление на кровле подстилающего слоя, вызванное приложением нагрузки $P^н$ от сооружения.

Ширина условного фундамента определяется из формулы

$$F_y = \frac{P^н}{\alpha(p - p_6)}, \qquad 31\ (18)$$

где $F_y$ — площадь условного прямоугольного фундамента в $м^2$;

$P^н$ — суммарная нормативная нагрузка на фундамент сооружения в $т$;

К п. 5.17. Ширина условного фундамента $B$ может быть подсчитана по формуле

$$B = -\Delta + \sqrt{\Delta^2 + F_y},$$

где $\Delta = \frac{l-b}{2}$ — половина разности длины ($l$) и ширины ($b$) фундамента сооружения. Формула вытекает из равенства

$$B = \frac{F_y}{L} = \frac{F_y}{B + (l - b)},$$

если в порядке приближения принять, что ширина $B$ и длина $L$ условного фундамента больше ширины и длины фундамента сооружения на одну и ту же величину, т. е. $L - l = B - b$.

Пример. Назначить размеры фундамента под колонну здания при следующих условиях.

Грунтовые условия представлены следующими напластованиями: с поверхности до глубины 3 $м$ залегают крупные пески $\gamma_0 = 1{,}98\ г/см^3$; $\varphi^н = 38°$. Ниже суглинки, имеющие $\varphi^н = 19°$; $c^н = 0{,}11\ кг/см^2$.

Глубина заложения фундамента $h = 2\ м$.

Нагрузка в уровне подошвы фундамента с учетом веса фундамента и грунта на его обрезах ($\sim 3\%$ от внешней нагрузки) составляет $P^н = 270\ т$ (рис. 21).

Принимая фундамент квадратным, со стороной $b = 1\ м$ для $\varphi^н = 38°$, имеем $A = 2{,}11$, $B = 9{,}44$; $D = 10{,}8$. Тогда

$$R^н = (Ab + Bh)\gamma_0 = (2{,}11 \cdot 1 + 9{,}44 \cdot 2)\,1{,}98 = 43{,}7\ т/м^2;$$

$$P = R^н b^2 = 43{,}7 \cdot 1^2 = 43{,}7\ т < 270\ т,$$

т. е. размеры фундамента должны быть увеличены.

Принимая $b = 2{,}4\ м$ (так как $43{,}7 \cdot 2{,}4^2 = 250\ т$), тогда

$$R^н = (2{,}11 \cdot 2{,}4 + 9{,}44 \cdot 2)\,1{,}98 = 47{,}5\ т/м^2;$$

$$P = 47{,}5 \cdot 2{,}4^2 = 272\ т > 270\ т.$$

Вычисляем дополнительное давление на кровле второго (подстилающего) слоя, вызванное приложением нагрузки от фундамента $P^н = 270\ т$:

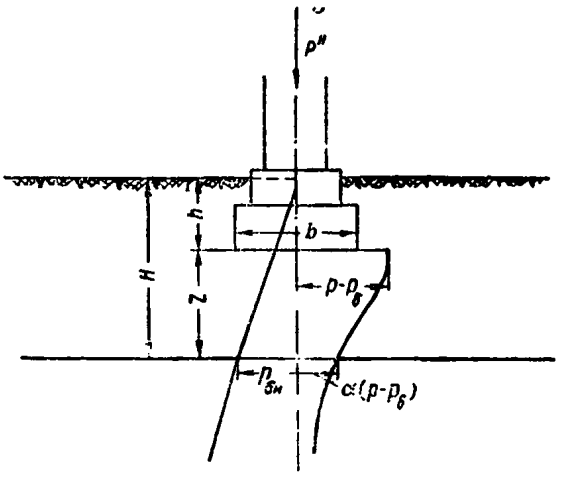



Рис. 21. Схема для проверки подстилающего слоя

$$p_{доп} = \alpha(p - p_6).$$

Коэффициент $\alpha$ принимаем по табл. 11(8) норм, исходя из

$$n = \frac{b}{l} = \frac{2{,}4\ м}{2{,}4\ м} = 1 \quad \text{(квадратный фундамент) и}$$

$$m = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1}{2{,}4} = 0{,}83 \quad (z \text{ — расстояние от подошвы фундамента до кровли подстилающего слоя}).$$

Интерполируя между значениями $\alpha = 0{,}8$ ($m = 0{,}8$) и $\alpha = 0{,}606$ ($m = 1{,}2$), находим $\alpha = 0{,}785$ при $m = 0{,}83$

$$p = \frac{P^н}{F} = \frac{270}{2{,}40^2} = 46{,}9\ т/м^2 = 4{,}69\ кг/см^2.$$

Природное давление в уровне подошвы фундамента

$$p_6 = \gamma_0 h = 0{,}00198 \cdot 200 \approx 0{,}4\ кг/см^2;$$

$$p_{доп} = 0{,}785\,(4{,}69 - 0{,}4) = 3{,}36\ кг/см^2 = 33{,}6\ т/м^2.$$

Площадь условного фундамента, стоящего на кровле подстилающего слоя (на глубине $H = 3\ м$ от поверхности):

$$F_y = \frac{P^н}{\alpha(p - p_6)} = \frac{P^н}{p_{доп}} = \frac{270}{33{,}6} = 8{,}04\ м^2,$$

тогда $b_y = \sqrt{F_y} = \sqrt{8{,}04} = 2{,}84\ м$.

Нормативное давление для условного фундамента вычисляется по характеристикам подстилающего слоя

$$R^н = (Ab_y + BH)\gamma_0 + Dc^н = (0{,}47 \cdot 2{,}84 + 2{,}89 \cdot 3)\,1{,}98 + 5{,}48 \cdot 1{,}1 = 25{,}8\ т/м^2 = 2{,}58\ кг/см^2.$$

Коэффициенты $A$, $B$ и $D$ взяты для $\varphi^н = 19°$.

По формуле 30(17) имеем

$$p_{6H} + \alpha(p - p_6) = 0{,}00198 \cdot 300 + 3{,}36 =$$
$$= 3{,}96 \ кг/см^2 > 2{,}58 \ кг/см^2,$$

следовательно, расчет осадки фундамента по формулам норм не может быть проведен.

Необходимо увеличение размеров фундамента.

Принимаем размер фундамента 3,2×3,2.

Тогда

$$p = \frac{P^н}{F} = \frac{270}{3{,}2^2} = 2{,}74 \ кг/см^2;$$

$$m = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1}{3{,}2} = 0{,}625;$$ по табл. 13(8) при $n = 1$

$$\alpha = 0{,}89;$$

$$p_{доп} = \alpha(p - p_6) = 0{,}89(2{,}74 - 0{,}4) =$$
$$= 2{,}08 \ кг/см^2 = 20{,}8 \ т/м^2;$$

$$F_y = \frac{P^н}{p_{доп}} = \frac{270}{20{,}8} = 12{,}98 \ м^2;$$

$$b_y = \sqrt{12{,}98} = 3{,}6 \ м.$$

Нормативное давление условного фундамента с размерами 3,6 × 3,6 *м*

$$R^н = (0{,}47 \cdot 3{,}6 + 2{,}89 \cdot 3)\,1{,}98 + 5{,}48 \cdot 1{,}1 =$$
$$= 26{,}54 \ т/м^2 = 2{,}65 \ кг/см^2.$$

Отсюда

$$p_{6H} + \alpha(p - p_6) = 0{,}00198 \cdot 300 + 2{,}08 =$$
$$= 2{,}68 \ кг/см^2 \approx 2{,}65 \ кг/см^2.$$

Следовательно, при размерах фундамента 3,2×3,2 *м*, нагруженного силой в 270 *т*, в заданных грунтовых условиях, возможен расчет осадки этого фундамента по формулам норм.

**5.18.** Расчетная схема распределения нормальных давлений по вертикали, проходящей через любую точку основания *M*, определяемых по методу угловых точек, принимается в соответствии с рис. 22(2).

При этом рассматриваются два случая:

а) $M_1$ — проекция точки основания *M*, для которой определяется давление на плоскость подошвы фундамента, лежит в пределах его контура [рис. 22(2), *а*];

б) $M_1$ — проекция точки основания *M* лежит вне контура подошвы фундамента [рис. 22(2), *б*].

В первом случае давление в точке *M* определяется как сумма угловых давлений от четырех загруженных прямоугольников $AGM_1E$; $GBFM_1$; $EM_1LD$ и $LM_1FC$ по формуле

$$p_z = \sum_1^4 \frac{\alpha(p - p_6)}{4} = \sum_1^4 p_{zi}, \qquad 32\ (19)$$

где $\alpha$ — принимается по табл. 11(8) в зависимости от

$$m' = \frac{z}{b} \quad и \quad n = \frac{l}{b};$$

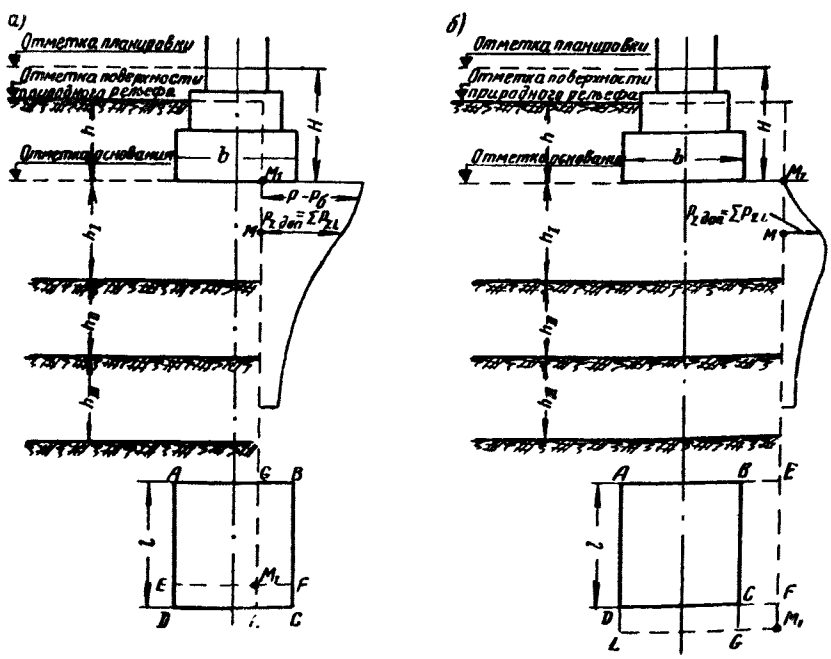



Рис. 22(2). Расчетные схемы распределения давлений по вертикали, проходящей через любую точку основания, проекция которой расположена

*а* — внутри контура подошвы фундамента; *б* — вне контура подошвы фундамента

$b$ — меньшая сторона рассматриваемой части подошвы фундамента в *см*.

Во втором случае давление в точке $M$ складывается из суммы давлений от действия нагрузки по прямоугольникам $AEM_1L$ и $GCFM_1$, взятых со знаком плюс, и давлений от действия нагрузки по прямоугольникам $BEM_1G$ и $DFM_1L$, взятых со знаком минус.

**К п. 5.18.** В некоторых случаях расчета осадок возникает необходимость выяснения распределения вертикальных нормальных напряжений в основании рассчитываемого фундамента с учетом влияния соседних фундаментов. В этих случаях весьма удобно воспользоваться методом угловых точек.

Вертикальные сжимающие напряжения $\sigma$ в любой точке, лежащей на вертикали под углом прямоугольника со сторонами $b_1=2b'$ и $l_1=2l'$, могут быть вычислены по формуле 24. Приняв начало координат в угловой точке прямоугольника, т. е. заменив $x$, $y$, $b'$ и $l'$ на соответственно $x+\frac{b_1}{2}$; $y+\frac{l_1}{2}$; $\frac{b_1}{2}$ и $\frac{l_1}{2}$, и приравнивая после интегрирования $x=y=0$, получим искомую формулу

$$\sigma_z=\frac{p}{2\pi}\left[\operatorname{arctg}\frac{n}{m'\sqrt{m'^2+n^2+1}}+\right.$$

$$\left.+\frac{nm'(2m'^2+n^2+1)}{(1+m'^2)(n^2+m'^2)\sqrt{m'^2+n^2+1}}\right], \qquad 33$$

где $\sigma_z$ — вертикальное сжимающее напряжение в любой точке, лежащей на вертикали на глубине $z$ под углом прямоугольника;

$n=\frac{l_1}{b_1}$ — отношение сторон прямоугольного фундамента;

$m'=\frac{z}{b_1}$ — отношение глубины рассматриваемой точки к ширине прямоугольного фундамента.

Сопоставление формул 25 и 33 показывает, что вертикальное сжимающее напряжение на некоторой глубине $z$ под углом загруженного равномерно распределенной вертикальной нагрузкой прямоугольника равно четверти напряжения на глубине $\frac{z}{2}$ под центром этого прямоугольника.

Очевидно, что, представив формулу 33 в виде

$$\sigma_z=\alpha\frac{p}{4},$$

где $\alpha=f(m,n)$,

можно для определения коэффициентов $\alpha$ использовать табл. 13(8) (коэффициент $\alpha$ определяется по строке $m=m'$).

**5.19.** Определение величины осадки отдельных фундаментов или фундамента с учетом влияния давлений в основании, вызванном нагрузкой от соседних фундаментов, проводится в следующем порядке:

а) контуры фундамента наносятся на геологический разрез основания;

б) основание фундаментов разделяется на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости, толщина которых не должна превышать 0,4 минимальной ширины рассчитываемых фундаментов;

в) пользуясь расчетными схемами, приведенными на рис. 20(1) и 22(2), вычисляются нормальные давления $p_i$, возникающие в точках пересечения вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, с границами выделенных слоев основания (как от рассматриваемого фундамента, так и от соседних в случае учета влияния последних);

г) в соответствии с указаниями в п. 5.16 настоящих норм устанавливается величина сжимаемой зоны, принимая суммарное давление в случае учета влияния соседних фундаментов;

д) расчет осадки отдельного фундамента $S$ в *см* производится по формуле

$$S=\sum_1^n p_i h_i\frac{\beta}{E_i}, \qquad 34\ (20)$$

где $n$ — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания;

$p_i$ — полусумма вертикальных нормальных давлений в *кг/см²*, возникающих на верхней и нижней границах $i$-го слоя грунта от давления, передаваемого фундаментом, вычисляемых по формуле 23(15), а в случае учета влияния соседних фундаментов — по формуле 32(19);

$h_i$ — толщина $i$-го слоя грунтов в *см*;

$E_i$ — модуль деформации $i$-го слоя в *кг/см²*;

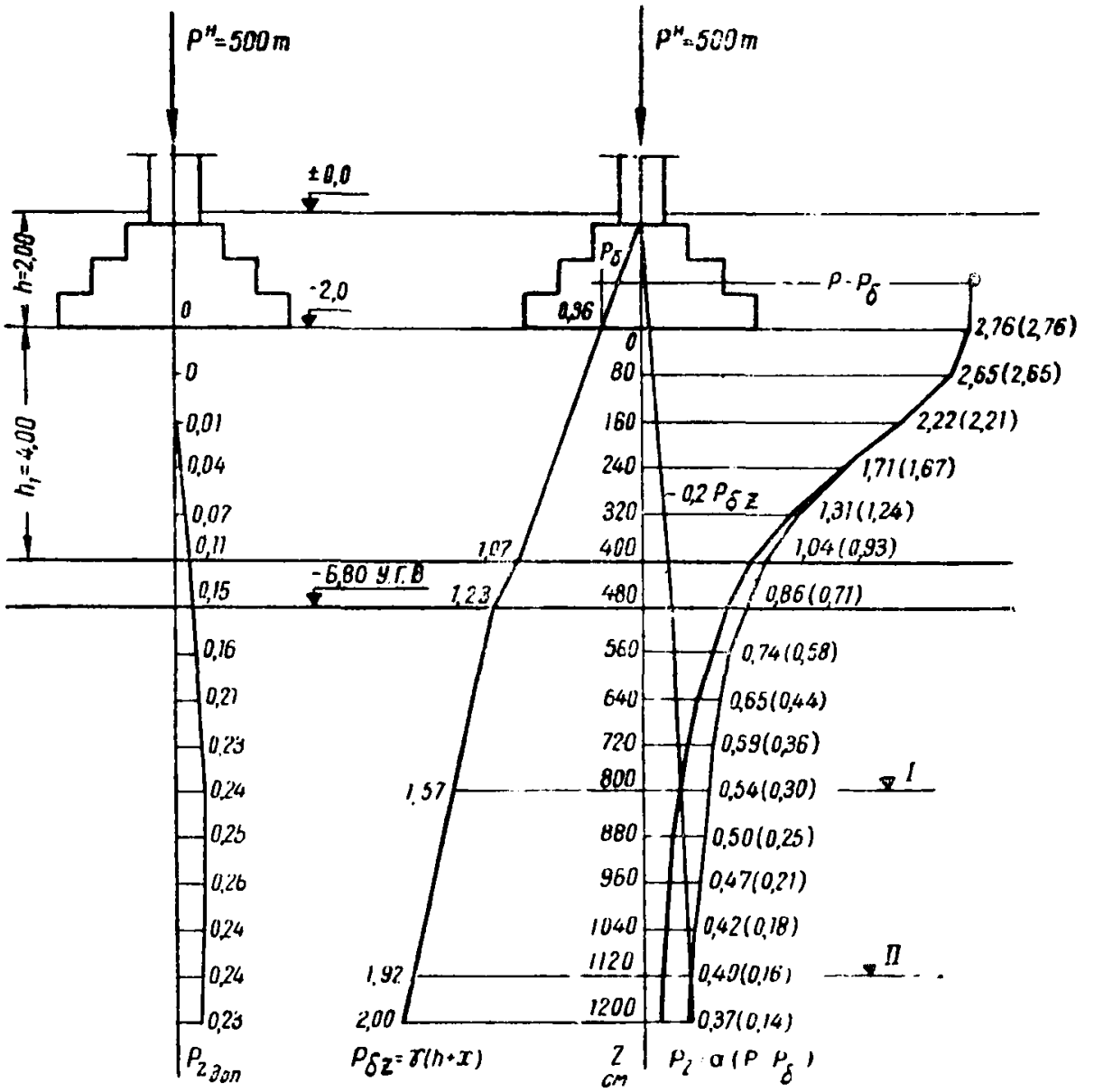
$\beta$ — безразмерный коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета, принимаемый равным 0,8 для всех видов грунтов.

**К п. 5.19.** Пример. Рассчитать осадку фундамента с учетом влияния давлений в основании, вызванной нагрузкой от соседнего фундамента при следующих данных.

С поверхности до глубины 6 *м* $(h+h_1)$ (рис. 23) залегает песок пылеватый: $\gamma_ч=2{,}66$ *г/см³*; $\gamma_0=1{,}78$ *г/см³*; $W=14\%$; $\varepsilon=0{,}7$; $c^н=0{,}04$ *кг/см²*; $\varphi^н=30°$; $E=100$ *кг/см²*.

Ниже залегает песок средней крупности: $\gamma_ч=2{,}66$ *г/см³*; $\gamma_0=2{,}08$ *г/см³*; $W=21\%$; $\varepsilon^н=0{,}55$; $c^н=0{,}02$ *кг/см²*; $\varphi^н=38°$; $E=400$ *кг/см²*.

Уровень грунтовых вод находится на глубине 6,8 *м* от поверхности.




План

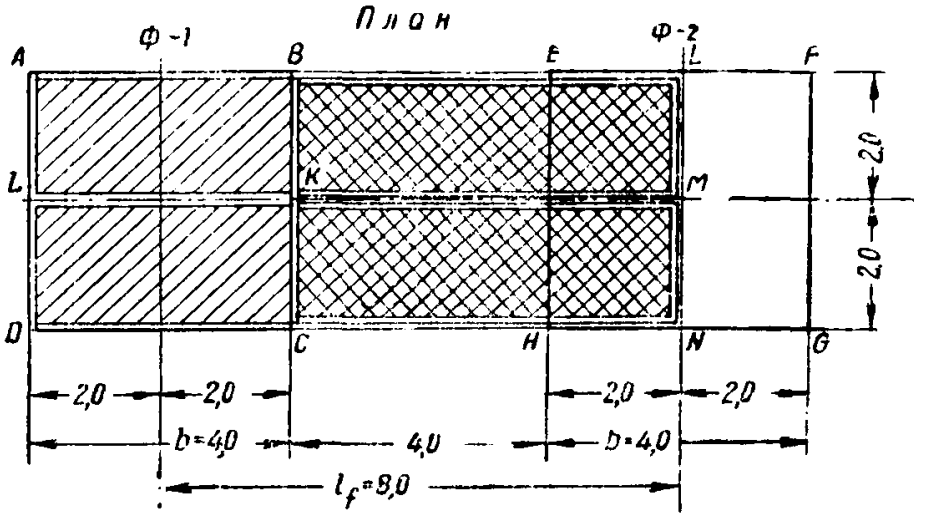



Рис. 23. Схемы для расчета осадки фундамента с учетом влияния соседнего фундамента

*I* — нижняя граница сжимаемой толщи для одиночного фундамента; *II* — нижняя граница сжимаемой толщи для фундамента с учетом давления в основании от соседнего фундамента

Объемный вес песка средней крупности с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{0.взв} = \frac{\gamma_ч - 1}{1+\varepsilon} = \frac{2{,}66-1}{1+0{,}55} = 1{,}07\ г/см^3.$$

Расстояние между осями фундаментов $L_ф = 8$ *м*. Фундаменты квадратные, ширина подошвы фундамента $b = 4$ *м*. Глубина заложения 2 *м*.

Суммарная нормативная нагрузка, передаваемая фундаментом основанию, с учетом веса фундамента $P^н = 500$ *т*.

Величину нормативного давления по подошве фундамента находим по характеристикам верхнего слоя. Для $\varphi^н = 30°$; $A = 1{,}15$; $B = 5{,}59$; $D = 7{,}95$.

Тогда $R^н = (Ab + Bh)\gamma_0 + Dc^н = (1{,}15 \cdot 4 + 5{,}59 \cdot 2)\ 1{,}78 + 7{,}95 \cdot 0{,}4 = 31{,}3\ т/м^2$.

Среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента от нормативных нагрузок

$$p = \frac{P^н}{b^2} = \frac{500}{4^2} = 31{,}2\ т/м^2 < R^н = 31{,}3\ т/м^2.$$

Учитывая природное давление в грунте на отметке подошвы фундамента, в расчет осадок вводим давление

$$p - p_б = p - \gamma h = 3{,}12 - 0{,}00178 \cdot 200 = 3{,}12 - 0{,}36 = 2{,}76\ кг/см^2.$$

Расчет осадки проводим, пользуясь методом угловых точек. Осадка фундамента $Ф-2$ (см. рис. 23) от давлений в основании, вызванных нагрузкой от фундамента $Ф-1$, определяется как сумма угловых давлений в точке *M* от четырех загруженных прямоугольников: *ALMI*, *IMND*, взятых со знаком плюс, и *BLMK*, *KMNC*, взятых со знаком минус. Окончательная эпюра распределения давлений по вертикали, проходящей через точку *M*, получается суммированием эпюры давлений в основании, вызванных нагрузкой от фундаментов $Ф-2$ и $Ф-1$.

Для определения коэффициентов $\alpha$ по табл. 13(8) вычислим отношения *m* и *n* загруженных прямоугольников.

Прямоугольник *EFGH* (фундамент $Ф-2$):

$$m = \frac{2z}{b};\quad z = \frac{bm}{2};\ \text{при } m = 0{,}4\quad z = \frac{400 \cdot 0{,}4}{2} = 80\ см;$$

$$n = \frac{l}{b} = \frac{b}{b} = \frac{400}{400} = 1.$$

Прямоугольник *ALMI (IMND)*:

$$m = \frac{z}{b},\quad z = bm;\ \text{при } m = 0{,}4$$

$$z = 200 \cdot 0{,}4 = 80\ см;$$

$$n = \frac{l}{b} = \frac{1000}{200} = 5.$$

Прямоугольник *BLMK (KMNC)*:

$$m = \frac{z}{b};\ z = bm;\ \text{при } m = 0{,}4$$

$$z = 200 \cdot 0{,}4 = 80\ см;$$

$$n = \frac{l}{b} = \frac{600}{200} = 3.$$

Дальнейшие вычисления сведены в табл. 14, в которой приняты следующие обозначения:

Таблица 14

**Расчет осадки фундамента с учетом влияния соседнего**

| *z* в *см* | *m* | $\alpha_1$ | $\alpha_3$ | $\alpha_5$ | $\alpha$ | $\alpha_1(p-p_б)$ в *кг/см²* | $\alpha(p-p_б)$ в *кг/см²* | $(\alpha-\alpha_1)\times(p-p_б)$ в *кг/см²* | $p_{бz}$ в *кг/см²* | $0{,}2p_{бz}$ в *кг/см²* | *E* в *кг/см²* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 1 | 1,000 | 1 | 1 | 2,76 | 2,76 | 0 | $\gamma h = 0{,}00178 \cdot 200 = 0{,}36$ | | |
| 80 | 0,4 | 0,96 | 0,977 | 0,977 | 0,96 | 2,65 | 2,65 | 0 | | | |
| 160 | 0,8 | 0,8 | 0,881 | 0,878 | 0,806 | 2,21 | 2,22 | 0,01 | | | 100 |
| 240 | 1,2 | 0,606 | 0,754 | 0,748 | 0,618 | 1,67 | 1,71 | 0,04 | | | |
| 320 | 1,6 | 0,449 | 0,639 | 0,627 | 0,473 | 1,24 | 1,31 | 0,07 | | | |
| 400 | 2 | 0,336 | 0,545 | 0,525 | 0,376 | 0,93 | 1,04 | 0,11 | $0{,}00178(200+400) = 1{,}07$ | 0,21 | |
| 480 | 2,4 | 0,257 | 0,47 | 0,443 | 0,311 | 0,71 | 0,86 | 0,15 | $1{,}07 + 0{,}00208 \cdot 80 = 1{,}23$ | 0,25 | |
| 560 | 2,8 | 0,201 | 0,41 | 0,376 | 0,269 | 0,58 | 0,74 | 0,16 | | | |
| 640 | 3,2 | 0,16 | 0,36 | 0,322 | 0,236 | 0,44 | 0,65 | 0,21 | | | 400 |
| 720 | 3,6 | 0,13 | 0,32 | 0,278 | 0,214 | 0,36 | 0,59 | 0,23 | | | |
| 800 | 4 | 0,108 | 0,285 | 0,241 | 0,196 | 0,3 | 0,54 | 0,24 | $1{,}23 + 0{,}00107 \cdot 320 = 1{,}57$ | 0,31 | |
| 880 | 4,4 | 0,091 | 0,256 | 0,211 | 0,181 | 0,25 | 0,5 | 0,25 | | | |
| 960 | 4,8 | 0,077 | 0,23 | 0,186 | 0,169 | 0,21 | 0,47 | 0,26 | | | |
| 1040 | 5,2 | 0,066 | 0,208 | 0,164 | 0,154 | 0,13 | 0,42 | 0,24 | | | |
| 1120 | 5,6 | 0,058 | 0,189 | 0,146 | 0,144 | 0,16 | 0,4 | 0,24 | $1{,}23 + 0{,}00107 \cdot 640 = 1{,}92$ | 0,38 | |
| 1200 | 6 | 0,051 | 0,172 | 0,13 | 0,135 | 0,14 | 0,37 | 0,23 | | | |

$\alpha_1$ — коэффициент изменения дополнительных давлений в грунте по вертикали, проходящей через точку $M$ от действия нагрузки по прямоугольнику $EFGH$ (фундамент $\Phi-2$);

$\alpha_5$ — то же, от нагрузки по прямоугольникам $ALMI$ ($IMND$);

$\alpha_3$ — то же, от нагрузки по прямоугольникам $BLML$ ($KMNC$);

$\alpha$ — то же, от всех нагрузок [$\alpha = \alpha_1 + 2(\alpha_5 - \alpha_3)$].

Осадка фундамента $\Phi-2$ без учета влияния фундамента $\Phi-1$

$$S_1 = \sum_1^{10} p_i h_i \frac{\beta}{E_i} = h\beta \sum_1^{10} \frac{p_i}{\varepsilon_i} = 80 \cdot 0{,}8 \times$$

$$\times \left( \frac{2{,}76+2\cdot 2{,}65+2\cdot 2{,}21+2\cdot 1{,}67+2\cdot 1{,}24+0{,}93}{2\cdot 100} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}93+2\cdot 0{,}71+2\cdot 0{,}58+2\cdot 0{,}44+2\cdot 0{,}36+0{,}3}{2\cdot 400} \right) =$$

$$= 6{,}58 \text{ см}.$$

Осадка фундамента $\Phi-2$ с учетом влияния фундамента $\Phi-1$:

$$S = h\beta \sum_1^{14} \frac{E_i}{\overline{E_i}} = 80 \cdot 0{,}8 \times$$

$$\times \left( \frac{2{,}76+2\cdot 2{,}65+2\cdot 2{,}22+2\cdot 1{,}71+2\cdot 1{,}31+1{,}04}{2\cdot 100} + \right.$$

$$+ \frac{1{,}04+2\cdot 0{,}86+2\cdot 0{,}74+2\cdot 0{,}65+2\cdot 0{,}59+}{2\cdot 400}$$

$$\left. \frac{+2\cdot 0{,}54+2\cdot 0{,}5+2\cdot 0{,}47+2{,}042+0{,}4}{2\cdot 400} \right) = 7{,}13 \text{ см}.$$

**5.20.** Осадки отдельных фундаментов рекомендуется определять с учетом влияния нагрузок от соседних фундаментов в тех случаях, когда имеет место условие

$$K_г L_ф \leqslant L_г, \qquad 35\ (21)$$

где $L_ф$ — фактическое расстояние между осями фундаментов в *см*;

$L_г$ — расстояние в *см*, получаемое по графикам рис. 24 (3) в зависимости от ширины фундамента и действующего по его подошве давления $p$ в *кг/см²*;

$K_г$ — коэффициент, определяемый по формуле

$$K_г = \frac{0{,}6}{b}(E - 100) + 1, \qquad 36\ (22)$$

где $b$ — ширина подошвы фундамента в *см*;

$E$ — модуль деформации грунта в *кг/см²*, принимаемый средним в пределах сжимаемой толщи;

0,6 — коэффициент, имеющий размерность *см³/кг*.

Примечания: 1. Величина $L_г$ в случае определения влияния квадратного фундамента находится по графику рис. 24 (3), *а*; в случае прямоугольного фундамента с отношением сторон $\frac{l}{b} \geqslant 5$ — по графику рис. 24 (3), *б*; для промежуточных значений отношения $\frac{l}{b}$ величина $K_г$ определяется интерполяцией.

2. Формулы 35 (21) и 36 (22) применимы при любом взаимном заглублении фундаментов.

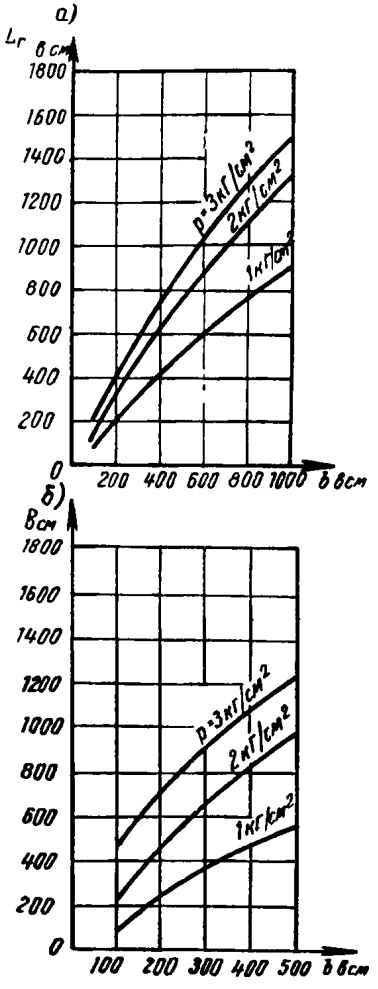



Рис. 24 (3). Графики для определения расстояния между осями фундаментов, при котором учитывается взаимное влияние осадок

*а* — для квадратного фундамента; *б* — для прямоугольного фундамента

**К п. 5.20.** При достаточно большом расстоянии между фундаментами расчет осадки отдельного фундамента можно производить без учета влияния соседних.

Рекомендации норм основаны на рассмотрении деформаций сжимаемой толщи грунта за пределами фундамента.

Если на поверхности грунта находится фундамент, передающий на основание равно-

мерно распределенную нагрузку $p$ *кг/см²*, то наибольшая деформация будет иметь место непосредственно под фундаментом. За пределами фундамента величина деформации будет уменьшаться все более по мере удаления от фундамента. И, наконец, на некотором расстоянии она затухнет совсем. Образуется так называемая осадочная воронка, которая характеризует осадку поверхности грунта под фундаментом и за его пределами.

Очевидно, что если на некотором расстоянии $L$ от этого фундамента будет находиться другой фундамент (рис. 25), то осадка последнего увеличится за счет влияния от нагрузки первого. Это влияние выразится величиной осадки $S_L$. Из рис. 25 видно, что при уменьшении $L$ величина $S_L$ будет увеличиваться и наоборот, а за пределами осадочной воронки это влияние совсем исчезнет.

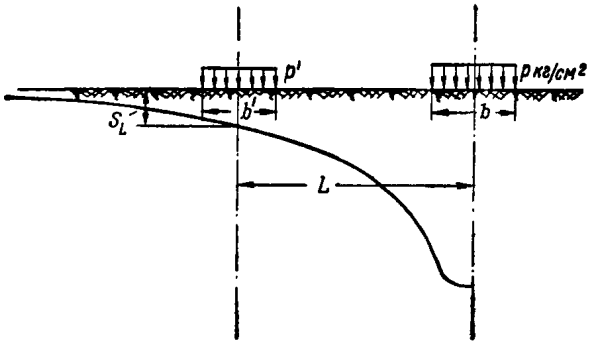



**Рис. 25. Схема осадки поверхности грунта при действии равномерно распределенной нагрузки $p$ по полосе шириной $2b$**

Итак, на основе схемы рис. 25 можно установить величину расстояния $L$ между фундаментами, при которой влияние правого фундамента на левый или совсем исчезнет, или будет мало. Размеры и характер осадочной воронки под фундаментом будут зависеть от размеров фундаментов, величины нагрузки на него и модуля деформации грунта в основании фундамента.

Таким образом, имея осадочные воронки для фундаментов с различными размерами и различными нагрузками для одного какого-либо значения модуля деформации грунта в основании, например $E = 100$ *кг/см²*, можно построить кривые зависимости расстояния $L$, за пределами которого не надо учитывать влияние данного фундамента.

Изменение расстояния $L$ с переходом на другие значения модуля деформации можно учесть поправочным коэффициентом $K$.

Осадочные воронки были построены с использованием модели основания конечной толщины, предложенной К. Е. Егоровым.

За расчетные значения $L$, по которым построены графики рис. 24(3), приняты расстояния, где величина осадки составляет 0,2—0,4 *см* при рассмотрении влияния квадратного и ленточного фундамента.

В формуле 36(22) под величиной $b$ понимается ширина влияющего фундамента.

В случае влияния прямоугольного фундамента на квадратный (или ленточный) при расположении длинной оси влияющего фундамента в направлении влияния следует прямоугольный фундамент привести к квадратному равновеликой площади с сохранением центра фундамента в той же точке.

Пример использования графиков рис. 24(3) приводится ниже.

В промышленном цеху два соседних фундамента, расположенные на расстоянии 6 *м* друг от друга, имеют следующие характеристики.

Фундамент $Ф-1$ заглублен в грунт на 2,15 *м* и имеет размеры подошвы 290×290 *см*.

Фундамент $Ф-2$ заглублен на 1,9 *м* и имеет размеры подошвы 350 × 350 *см*.

От фундамента $Ф-1$ на основание передается усилие 210 *т*, или 2,5 *кг/см²*.

От фундамента $Ф-2$ — 331 *т*, или 2,7 *кг/см²*.

Грунты в основании фундаментов характеризуются модулем деформации $E = 180$ *кг/см²*.

Пользуясь графиками для квадратных фундаментов, определим, необходимо ли при расчете осадки фундамента $Ф-1$ учитывать влияние нагрузки от фундамента $Ф-2$. Фундамент $Ф-2$ имеет размеры подошвы 350×350 *см* и нагрузку на основание 2,7 *кг/см²*. Для этих величин на графике находим расстояние $L_г = 600$ *см*.

Определим величину коэффициента

$$K_г = \frac{0,6}{b}(E - 100) + 1 = \frac{0,6}{350}(180 - 100) + 1 = 1,14.$$

Тогда расстояние, в пределах которого необходимо было бы учитывать влияние нагрузки от фундамента $Ф-2$ на фундамент $Ф-1$, определится величиной

$$\frac{L_г}{K_г} = \frac{600}{1,14} = 525 \text{ см}.$$

Так как фактическое расстояние между фундаментами больше найденной величины, то при расчете осадки фундамента $Ф-1$ не нужно учитывать влияние нагрузки от фундамента $Ф-2$.

**5.21.** Крен отдельного прямоугольного фундамента $\theta$ при эксцентричном его загружении определяется по формулам:

крен продольной оси фундамента

$$\operatorname{tg}\theta_1 = \frac{1-\mu_{ср}^2}{E_{ср}} k_1 \frac{P^н e_1}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}; \qquad 37\,(23)$$

крен поперечной оси фундамента

$$\operatorname{tg}\theta_2 = \frac{1-\mu_{ср}^2}{E_{ср}} \cdot k_2 \frac{P^н e_2}{\left(\frac{b}{2}\right)^2}, \qquad 38\,(24)$$

где $P^н$ — суммарное вертикальное усилие от нормативной нагрузки, приложенное к фундаменту с эксцентрицитетом, в *кг*;

$l$ — бóльшая сторона фундамента в *см*;

$b$ — меньшая сторона фундамента в *см*;

$e_1$ — расстояние точки приложения усилия $P^н$ от середины фундамента по продольной оси в *см*;

$e_2$ — расстояние точки приложения усилия $P^н$ от середины фундамента по поперечной оси в *см*;

$E_{ср}$ и $\mu_{ср}$ — модуль деформации в *кг/см²* и коэффициент Пуассона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи; значения $\mu$ определяются по указаниям п. 5.22 настоящих норм;

$k_1$ и $k_2$ — безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента $\frac{l}{b}=n$ по графикам на рис. 26(4).

Крен отдельного круглого фундамента $\theta$ при эксцентричном его загружении определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{3\left(1-\mu_{ср}^2\right)P^н e}{4r^3 E_{ср}}, \qquad 39\,(25)$$

где $e$ — расстояние точки приложения усилия $P^н$ от центра фундамента в *см*;

$r$ — радиус фундамента в *см*.

Примечание. Крен фундамента в форме правильного многоугольника вычисляется по формуле 39 (25), причем за $r$ принимается величина $r=\sqrt{\frac{F}{\pi}}$, где $F$ — площадь подошвы фундамента данной формы.

Таблица 15 (9)

**Значения коэффициента Пуассона $\mu$**

| Наименование грунтов | Значения $\mu$ |
|---|---|
| Крупнообломочные | 0,27 |
| Пески и супеси | 0,30 |
| Суглинки | 0,35 |
| Глины | 0,42 |

**5.22.** Значения коэффициента Пуассона $\mu$, указанного в формулах 37(23)—39(25), для различных грунтов принимаются по табл. 15(9).

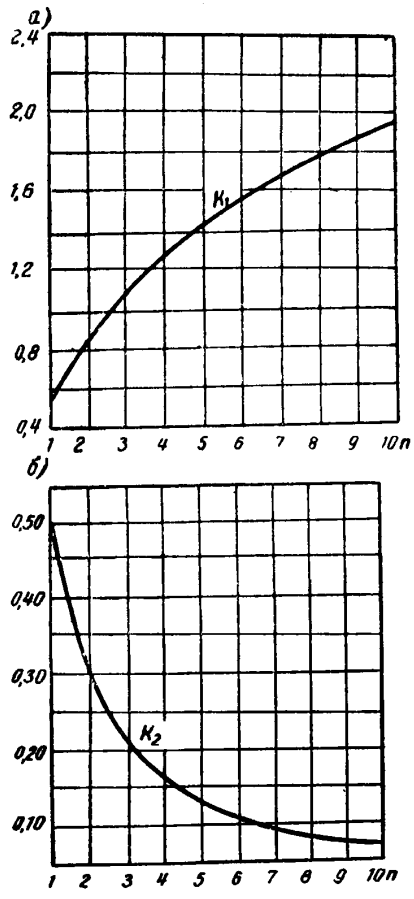



Рис. 26(4). Графики для определения коэффициентов, необходимых для вычисления кренов фундаментов

*а* — коэффициента $k_1$; *б* — коэффициента $k_2$

**К пп. 5.21 и 5. 22.** Формулы 37(23), 38(24) и 39(25) получены на основе решений для однородного линейно деформируемого полупространства. Они не учитывают в связи с этим ограниченность глубины сжимаемой толщи под фундаментом. В них также не отражено влияние сопротивления обратной засыпки при крене фундамента. Несмотря на эти недостатки, формулы дают результаты, достаточно близкие к фактически наблюдаемым кренам, и могут быть использованы для практических расчетов.

Наличие графиков для определения коэффициентов $k_1$ и $k_2$, необходимых для вычисления кренов фундаментов, сводит расчет по формулам 37(23) и 38(24) к весьма простым операциям.

Особенностью расчета по формулам 37 (23), 38(24) и 39(25) является то, что входящие в эти формулы величины модуля деформации и коэффициента Пуассона должны приниматься средними в пределах сжимаемой толщи. Глубина сжимаемой толщи, в пределах которой осредняются величины модуля деформации и коэффициента Пуассона, принимается по указаниям пп. 5.15 и 5.16 норм. Средние величины модуля деформации и коэффициента Пуассона вычисляются по формулам:

$$E_{ср} = \frac{E_1 F_1 + E_2 F_2 + \ldots\ldots E_n F_n}{F_1 + F_2 + \ldots\ldots + F_n};$$

$$\mu_{ср} = \frac{\mu_1 F_1 + \mu_2 F_2 + \ldots\ldots \mu_n F_n}{\mu_1 + \mu_2 + \ldots\ldots \mu_n},$$

где $E_1, E_2, \ldots, E_n$ и $\mu_1, \mu_2, \ldots \mu_n$ — модули деформации и коэффициенты Пуассона каждого из однородных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи;

$F_1, F_2, \ldots, F_n$ — площади эпюр дополнительного давления $p_z = \alpha(p - p_б)$, соответствующие каждому из однородных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи (рис. 27).

Величины $F_1, F_2 \ldots F_n$ могут быть заменены соответствующими величинами $\Sigma\alpha_1$, $\Sigma\alpha_2, \ldots$, $\Sigma\alpha_n$, взятыми по табл. 13(8).

5.23. Крены фундаментов, получаемые в результате их взаимного влияния, надлежит определять путем расчета осадок их краев, пользуясь указанием пп. 5.19 и 5.20 настоящих норм.

В этих целях вертикальные нормальные давления вычисляются для точек основания, лежащих на пересечении горизонтальных границ выделенных слоев основания с вертикалями, проходящими через края рассчитываемых фундаментов. Вычисление осадки по формуле (20) производится отдельно для каждой вертикали, а крен фундамента определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{S_1 - S_2}{b}, \qquad 40\ (26)$$

где $S_1$ и $S_2$ — осадки, подсчитанные у краев фундамента, в *см*;

$b$ — размер фундамента в направлении крена в *см*.

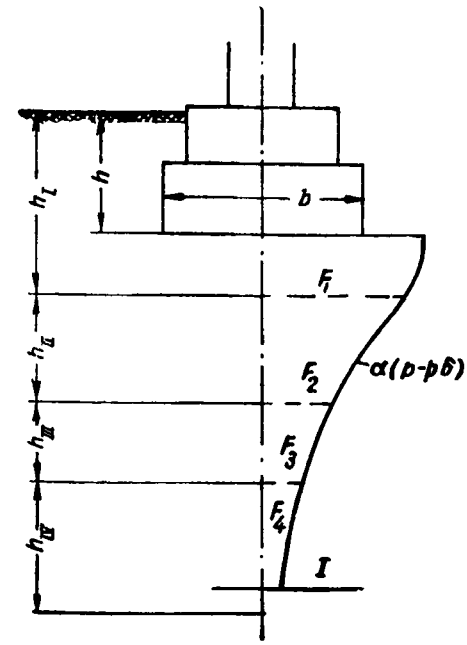



Рис. 27. Схема для подсчета $E_{ср}$ и $\mu_{ср}$ в пределах сжимаемой толщи
*I* — нижняя граница сжимаемой толщи

**К п. 5.23.** Крен отдельного фундамента может быть вызван не только его эксцентричным загружением. но и влиянием нагрузок от соседних фундаментов. При этом необходимо учитывать влияние на данный фундамент только тех фундаментов, для которых выполняется условие п. 5.20 норм.

**5.24.** Предельная величина деформаций оснований $S_{пр}$ (см. п. 5.8) определяется достижением предела эксплуатационной пригодности надфундаментной конструкции. Эта величина деформации основания устанавливается с учетом влияния осадок, горизонтальных смещений, поворотов и деформаций тела фундаментов на напряженное состояние конструкций и на условия эксплуатации зданий и сооружений и связанных с ними устройств.

Деформации оснований учитываются в необходимых случаях раздельно во время строительства и в период эксплуатации зданий и сооружений. При этом, если скорость роста давления на основание не превышает 1 *кг/см²* в месяц, допускается считать осадки фунда-

ментов на песчаных грунтах и глинистых (непросадочных) грунтах твердой консистенции при $B < 0$ закончившимися за период строительства. Осадки фундаментов на глинистых грунтах с показателем консистенции $B \geqslant 0$ допускается считать за период строительства в половинном размере от прямой осадки; остальную часть осадки следует учитывать для периода эксплуатации здания или сооружения.

**К п. 5.24.** Как уже отмечалось во введении, в подавляющем большинстве случаев в состав расчета оснований по деформациям входит определение величины ожидаемой осадки. В зависимости от распределения осадок в пределах плана здания образуется определенного вида деформация поверхности основания и соответствующая деформация здания и его конструкции. Предельная величина деформации здания, как это было показано во введении, и определяет переход основания в предельное состояние по деформациям.

Таким образом, под предельной деформацией основания, входящей в расчет по условию 19(11), понимается такая величина деформации, при которой в элементах конструкции возникают дополнительные усилия, достаточные для исчерпания ее прочности. Следовательно, понятие «предельная деформация» является в известной мере условным, поскольку при внесении соответствующих изменений в конструкцию здания предельная деформация также изменяется.

Однако для каждого данного варианта конструкции предельная деформация основания вполне определена.

Одним из возможных путей выявления предельных деформаций оснований является путь изучения в натуре деформаций оснований построенных сооружений и сопоставление этих деформаций с состоянием конструкций и условиями их эксплуатации. Недостаток этого пути установления предельных деформаций оснований заключается в том, что получаемые в результате выводы могут быть распространены только на конструкции, аналогичные исследованным и запроектированным при тех же запасах прочности.

Другой путь выявления допустимых деформаций оснований — теоретический анализ напряженного состояния конструкций, вызываемого как действующими на них нагрузками, так и деформациями основания. Однако следует иметь в виду, что обычные методы расчета конструкций создают представление о резко преуменьшенной предельной величине разности осадок, не согласующейся с фактическими данными, и нуждаются в усовершенствовании на основе учета пластических деформаций конструкций, свойств ползучести материала конструкции и других дополнительных факторов.

Наиболее целесообразно одновременное использование обоих указанных путей. При этом сопоставление результатов теоретического анализа с результатами натурных наблюдений позволит уточнить расчетно-теоретические методы и в то же время распространить выводы из натурных наблюдений на более широкий круг конструкций.

Напряженное состояние конструкции здания или сооружения при его взаимодействии с основанием зависит как от свойств грунтов основания, так и от особенностей здания или сооружения. Чем больше жесткость здания, тем бо́льшие, при прочих равных условиях, усилия возникают в его элементах. В процессе строительства жесткость здания растет и достигает максимальной величины после окончания постройки, т. е. после завершения общестроительных работ, заделки и омоноличивания сборных стыков и т. п. В качестве характерного примера резкого изменения жесткости здания после омоноличивания стыков рассмотрим одноэтажное промышленное здание с рамным каркасом. Ход строительства такого здания может быть организован так, что при почти полной нагрузке на основание здание будет абсолютно гибким. Стойки колонн, заполнение стен и ферм перекрытия смонтированы, нет только окончательной заделки стыков. Никаких дополнительных усилий от деформаций основания в конструкции нет. Только после заделки стыков, по мере роста деформаций основания во времени, в элементах здания появятся усилия, вызванные этими деформациями.

Практика наблюдений за деформациями оснований зданий и сооружений показывает, что за время строительства происходит осадка, составляющая определенную долю от конечной стабилизованной осадки. Величина осадки, происходящей за время строительства, зависит от свойств грунтов основания и темпа роста нагрузки на основание. Учитывая вышеизложенное и рекомендации норм о величинах осадок, происходящих за время строительства, возможно более экономное проектирование фундаментов.

**5.25.** Предельные величины деформаций оснований фундаментов зданий и сооружений, специально не приспособленных к неравномерным осадкам, за время строительства и эксплуатации не должны превышать значений, указанных в табл. 16(10).

Таблица 16 (10)

**Предельные величины деформаций основания фундаментов зданий и сооружений $S_{пр}$**

| Наименование нормируемых величин | Предельные деформации оснований из грунтов | |
|---|---|---|
| | песчаных; глинистых при $B<0$ | глинистых при $B\geqslant 0$ |
| 1 | 2 | 3 |
| 1. Разность осадок фундаментов колонн зданий: | | |
| а) для железобетонных и стальных рамных конструкций . . . | $0{,}002l$ | $0{,}002l$ |
| б) для крайних рядов колонн с кирпичным заполнением фахверка . . . . . | $0{,}0007l$ | $0{,}001l$ |
| в) для конструкций, в которых не возникает дополнительных усилий при неравномерной осадке фундаментов . . . . . | $0{,}005l$ | $0{,}005l$ |
| ($l$—расстояние между осями фундаментов) | | |
| 2. Относительный прогиб (перегиб) несущих стен многоэтажных зданий (в долях от длины изгибаемого участка стены): | | |
| а) крупнопанельных бескаркасных . . . . . | 0,0005 | 0,0007 |
| б) крупноблочных и кирпичных неармированных . . . . . | 0,0007 | 0,0010 |
| в) крупноблочных и кирпичных, армированных железобетонными или армокирпичными поясами . . . . . | 0,0010 | 0,0013 |
| 3. Относительный прогиб (перегиб) стен одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкциям зданий другого назначения (в долях от длины изгибаемого участка стены) | 0,001 | 0,001 |
| 4. Крен сплошных или кольцевых фундаментов высоких жестких сооружений (дымовые трубы, водонапорные башни, силосные корпуса и т. п.) при наиболее невыгодном сочетании нагрузок . . . . . | 0,004 | 0,004 |
| 5. Продольный уклон подкрановых путей мостовых кранов . . . . . | 0,004 | 0,004 |
| 6. Поперечный уклон подкрановых путей (перекос моста крана) . . . . | 0,003 | 0,003 |

**К п. 5.25.** В табл. 16(10) приведены предельные величины деформаций основания фундаментов зданий и сооружений, полученные путем изучения в натуре деформаций оснований и сопоставления их с условиями эксплуатации зданий и сооружений. Поэтому данные табл. 16(10), как и табл. 17(11), могут использоваться только при проектировании оснований фундаментов зданий, перечисленных в таблицах. Это обстоятельство сужает область применения таблицы норм.

**5.26.** Если основание сложено по всей площади здания или сооружения из грунтов однородного горизонтального напластования (см. п. 2.16), сжимаемость которых с глубиной не

Таблица 17 (11)

**Предельные величины средних осадок $S_{пр.\,ср}$ оснований фундаментов зданий и сооружений**

| Конструкции зданий и тип фундамента | Предельные величины средних осадок $S_{пр.ср}$ в *см* |
|---|---|
| 1. Крупнопанельные и крупноблочные бескаркасные здания . . . . . | 8 |
| 2. Здания с неармированными крупноблочными и кирпичными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах при отношении длины стены $L$ к ее высоте $H$ (считая $H$ от подошвы фундамента): | |
| $L/H\geqslant 2{,}5$ . . . . . | 8 |
| $L/H\leqslant 1{,}5$ . . . . . | 10 |
| 3. Здания с крупноблочными и кирпичными стенами, армированными железобетонными или армокирпичными поясами (вне зависимости от отношения $L/H$) . . . . . | 15 |
| 4. Здания с каркасом по полной схеме . . . . . | 10 |
| 5. Сплошные железобетонные фундаменты доменных печей, дымовых труб, силосных корпусов, водонапорных башен и т. п. . . . . | 30 |
| 6. Фундаменты одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкции зданий другого назначения при шаге колонн (в *м*): | |
| 6 . . . . . | 8 (абсолютные осадки) |
| 12 . . . . . | 12 (абсолютные осадки) |

увеличивается, расчет оснований по деформациям разрешается проводить по величинам средних осадок оснований $S_{ср}$, вычисленных в соответствии с указаниями п. 5.19 по формуле 41(27); при этом вычисленные (расчетные) значения $S_{ср}$ не должны превышать предельных величин средних осадок $S_{пр.ср}$, приведенных в табл. 17(11)

$$S_{пр.ср}=\frac{S_1F_1+S_2F_2+\ldots\ldots+S_nF_n}{F_1+F_2+\ldots\ldots+F_n}, \quad 41(27)$$

где $S_1, S_2, \ldots, S_n$ — осадки отдельных фундаментов или ленты;

$F_1, F_2, \ldots, F_n$ — площади подошвы фундаментов, осадки которых вычислялись.

**К п. 5.26.** Рекомендации этого пункта норм, так же как и последующих, основаны на данных опыта строительства и эксплуатации зданий в различных грунтовых условиях. Экспериментально установлено, что средним общим осадкам в указанных условиях соответствуют определенные неравномерности осадок. Использование табл. 17(11) в проектной практике значительно упрощает и ускоряет процесс проектирования.

**5.27.** Для зданий и сооружений, перечисленных в табл. 18(12), требования расчета оснований по деформациям считаются удовлетворенными и расчет осадок может не производиться, если среднее давление на основание не превосходит нормативных давлений основания $R^н$, вычисленных в соответствии с указаниями пп. 5.10—5.14 настоящих норм, и если основание в пределах глубины, равной полуторной ширине наибольшего фундамента плюс 1 *м*, сложено грунтами, указанными в той же табл. 18(12).

Примечание При вычислении нормативного давления по формулам 20 (12) и 21 (13) в качестве первого приближения размеры фундаментов принимаются наименьшими, исходя из конструктивных соображений.

Таблица 18 (12)

**Виды зданий и сооружений и грунтов, для которых расчет основания может производиться по нормативным давлениям (см. пп. 5.10—5.14) без проверки осадок**

| Виды зданий и сооружений и их основная характеристика | Виды грунтов основания |
|---|---|
| *А. Промышленные здания*<br>Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительные к неравномерным осадкам (например, отдельные колонны на отдельно стоящих фундаментах со свободно опертыми фермами или балками и т. п.) и грузоподъемностью кранов до 50 *т* включительно<br>2. Многоэтажные (высотой до шести этажей включительно) с сеткой колонн не более 6×9 *м* | 1. Пески плотные или глинистые грунты твердой консистенции независимо от характера их залегания и величины суммарных нормативных нагрузок, либо<br><br>2. Пески (кроме пылеватых) средней плотности, глинистые грунты полутвердой и тугопластичной консистенции или грунты других видов, сжимаемость которых не превышает сжимаемости перечисленных в п. 2 грунтов, при горизонтальном выдержанном по толщине залегании слоев грунта (при этом уклон допускается не более 0,1) и фундаментах, отличающихся по ширине в пределах одного здания (или отдельного блока здания) не более чем в 2 раза для промышленных зданий и не более чем в 1,5 раза для жилых и общественных зданий |
| *Б. Жилые и общественные здания*<br>Многоэтажные прямоугольной формы в плане и постоянной этажности (высотой до пяти этажей включительно) с несущими крупноблочными, кирпичными или другими видами каменных стен, а также со стенами из крупных панелей | |
| *В. Сельскохозяйственные здания и сооружения*<br>Независимо от конструктивной формы и расположения в плане | |

Примечание. Рекомендациями табл. 18 (12) допускается пользоваться и для зданий иного назначения, чем указано в таблице, при аналогичных с ними конструкциях и нагрузках.

**К п. 5.27.** Порядок назначения размеров фундаментов для указанных зданий состоит в следующем:

1) исходя из габаритов несущей конструкции и необходимого заглубления фундамента назначается наименьший размер подошвы фундамента по конструктивным требованиям;

2) по данным результатов исследования грунтов и справочной табл. 13 приложения к нормам принимаются нормативные характеристики механических свойств грунтов основания;

3) вычисляется величина нормативного давления на основание;

4) если вычисленное нормативное давление больше среднего давления, передаваемого фундаментом основанию, то расчет на этом заканчивается;

5) если величина нормативного давления меньше давления, передаваемого фундаментом, то ее необходимо повысить путем увеличения размеров фундамента или его заглубления.

Под термином «сжимаемость» в табл. 18(12) понимается свойство грунта основания, характеризуемое модулем деформации. Для грунтов, перечисленных в таблице, при которых расчет осадок может не проводиться, величина модуля деформации примерно равна или больше 150 *кг/см*$^2$.

При возведении зданий и сооружений любых конструкций на скальных грунтах требование расчета оснований по деформациям считается удовлетворенным. Скальное основание должно быть рассчитано по несущей способности согласно указаниям соответствующего раздела.

**5.28.** Назначение предварительных размеров фундаментов зданий и сооружений, а при основании, сложенном горизонтальными выдержанными по толщине слоями грунта (при этом уклон допускается не более 0,1), сжимаемость которых в пределах полуторной ширины наибольшего фундамента плюс 1 *м* не увеличивается, назначение также и окончательных размеров фундаментов зданий и сооружений III и IV классов допускается производить по нормативным давлениям на грунт $R^н$, приведенным в табл. 19(14).

Данными табл. 19(14) можно пользоваться для фундаментов с шириной подошвы от 0,6 до 1,5 *м* и глубиной заложения от 1 до 2,5 *м* независимо от наличия в проектируемом здании подвала.

Таблица 19 (14)

**Нормативные давления на грунты основания $R^н$ в кг/см² (область применения табл. 18(14) см. п. 5.28 настоящих норм)**

| Наименование грунта | Значение $R^н$ в кг/см² |
|---|---|
| *Крупнообломочные грунты* | |
| 1. Щебенистый (галечниковый) с песчаным заполнением пор | 6,0 |
| 2. Дресвяный (гравийный) из обломков кристаллических пород | 5,0 |
| 3. Дресвяный (гравийный из обломков осадочных пород) | 3,0 |

| Песчаные грунты | Плотные | Средней плотности |
|---|---|---|
| 4. Пески крупные независимо от влажности | 4,5 | 3,5 |
| 5. Пески средней крупности независимо от влажности | 3,5 | 2,5 |
| 6. Пески мелкие: | | |
| а) маловлажные | 3,0 | 2,0 |
| б) очень влажные и насыщенные водой | 2,5 | 1,5 |
| 7. Пески пылеватые: | | |
| а) маловлажные | 2,5 | 2,0 |
| б) очень влажные | 2,0 | 1,5 |
| в) насыщенные водой | 1,5 | 1,0 |

| Глинистые грунты | Коэффициент пористости $\varepsilon$ | Консистенция $B=0$ | Консистенция $B=1$ |
|---|---|---|---|
| 8. Супеси | 0,5 | 3,0 | 3,0 |
| | 0,7 | 2,5 | 2,0 |
| 9. Суглинки | 0,5 | 3,0 | 2,5 |
| | 0,7 | 2,5 | 1,8 |
| | 1,0 | 2,0 | 1,0 |
| 10. Глины | 0,5 | 6,0 | 4,0 |
| | 0,6 | 5,0 | 3,0 |
| | 0,8 | 3,0 | 2,0 |
| | 1,1 | 2,5 | 1,0 |

Примечание. Для глинистых грунтов с промежуточными значениями $\varepsilon$ и $B$ допускается определять величины $R^н$, пользуясь интерполяцией, вначале по $\varepsilon$ для значений $B=0$ и $B=1$, затем по $B$ между полученными значениями давления для $B=0$ и $B=1$.

## РАСЧЕТ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

**5.29.** Расчет оснований по несущей способности производится по формуле

$$N \leqslant \Phi, \qquad 42\ (28)$$

где $N$ — заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации[1];

$\Phi$ — несущая способность основания для данного направления нагрузки.

**5.30.** Несущая способность (прочность) основания из скальных грунтов, независимо от размеров и глубины заложения фундаментов, вычисляется по формуле

$$\Phi = km R^н, \qquad 43\ (29)$$

где $R^н$ — временное сопротивление образцов скального грунта на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии;

$k$ и $m$ — соответственно коэффициент однородности скального грунта по временному сопротивлению на одноосное сжатие и коэффициент условий работы; допускается принимать произведение коэффициентов $km = 0{,}5$.

Примечание. При наличии регулярно действующих горизонтальных нагрузок (подпорные стенки и др.) определение величины $\Phi$ производится по указаниям норм проектирования оснований гидротехнических сооружений из скальных грунтов.

**К п. 5.30.** Расчет по деформациям скальных оснований зданий и сооружений, как уже указывалось, практически не нужен, так как при больших значениях модуля деформации скальных грунтов получаемые в расчете осадки всегда оказываются в пределах допустимых. Поэтому расчет скальных оснований производится по первому предельному состоянию — по несущей способности.

Скальные грунты, которые представляют собой изверженные, метаморфические и осадочные породы, при своем залегании могут образовывать направленную слоистость, а также иметь трещиноватость.

Направление и распределение трещиноватости и слоистости и будет определять поверхность наименьшего сопротивления скалыванию, по которой и происходит разрушение основания. Поэтому несущая способность скальных оснований определяется сопротивлением их скалыванию.

Сопротивление скалыванию устанавливается в результате испытания образцов скального грунта на одноосное сжатие. Расчетное сопротивление получается как произведение нормативного сопротивления на коэффициент однородности. Коэффициент однородности, как уже указывалось, определяется по формуле

[1] Под величиной $N$ понимается удельная нагрузка [в т/м², кг/см²].

$$k = 1 - \frac{\sigma}{R^н}, \qquad 17\ (10)$$

где $R^н$ — нормативное сопротивление скалыванию;

$\sigma$ — стандарт кривой распределения (средняя квадратическая ошибка).

**5.31.** Несущая способность (устойчивость) основания из нескальных грунтов определяется образованием в грунте поверхности скольжения, охватывающей всю подошву сооружения; при этом считается, что нормальные и касательные напряжения $\sigma$ и $\tau$ по всей поверхности скольжения достигают значений, соответствующих предельному равновесию, определяемому по формуле

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \qquad 44\ (30)$$

где $\varphi$ — расчетный угол внутреннего трения грунта;

$c$ — расчетное удельное сцепление грунта для глин или расчетный параметр линейности для песчаных грунтов.

**К п. 5.31.** Предельное состояние основания по несущей способности определяется образованием в грунте поверхности скольжения, охватывающей всю подошву сооружения.

По этой поверхности происходит сдвиг массива грунта вместе с фундаментом сооружения.

Так как нарушение прочности массива грунта сопровождается сдвигом по поверхности скольжения, следовательно, предельное состояние по прочности в данной точке грунта должно характеризоваться равенством касательного напряжения, действующего по элементарной площадке скольжения, величине сопротивления грунта сдвигу на той же площадке.

Таким образом, условие возникновения предельного состояния грунта по прочности (несущей способности) представляет собой условие предельного равновесия при сдвиге.

Исследования сопротивления грунтов сдвигу показывают, что сопротивление сдвигу в грунтах является функцией нормального давления, действующего по площадке скольжения:

$$\tau = f(\sigma).$$

Здесь $\tau$ и $\sigma$ — касательное и нормальное напряжения, действующие по площадке скольжения.

Опыты по изучению сопротивления грунтов сдвигу дают возможность получить в системе координат $\tau$ и $\sigma$ предельную кривую, которая показывает возрастание сопротивления сдвигу с увеличением сжимающего нормального напряжения (рис. 28).

Для прикладных целей эта кривая может быть заменена прямой, введенной впервые Кулоном.

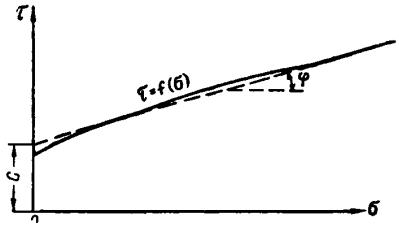



Рис. 28. Зависимость между сжимающим нормальным напряжением $\sigma$ и сопротивлением сдвигу $\tau$

Согласно рис. 28 любое сдвигающее напряжение равно

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \qquad 44\ (30)$$

где $\varphi$ и $c$ — параметры прямой, заменяющей точное очертание предельной кривой.

Так как сопротивление грунтов сдвигу есть сопротивление их трению и сцеплению, то входящие в условие 44(30) постоянные величины имеют определенные наименования: $c$ — сцепление грунта для глинистых грунтов или параметр линейности для песков; $\varphi$ — угол внутреннего трения.

Области грунта, охватывающие площадки скольжения, вдоль которых касательные напряжения достигают предельных значений, соответствующих формуле 44(30), называются зонами предельного равновесия (зонами местного нарушения прочности грунта).

При небольших значениях нагрузки от сооружения эти зоны невелики и располагаются обычно под краями фундамента. Местные сдвиги, которые будут иметь место внутри указанных зон, не угрожают в этом случае устойчивости сооружения.

Увеличение нагрузки на основание будет приводить к расширению зон предельного равновесия.

И, наконец, при некотором значении нагрузки наступит такой момент, что из площадок скольжения в отдельных точках сформируется поверхность скольжения, охватывающая всю подошву сооружения. Это и будет предельным состоянием по устойчивости основания, а сила, которая соответствует потере устойчивости основания, будет предельной силой.

Определение этой силы, а также величины коэффициента запаса, который дает возмож-

ность сопоставить силу, действующую на сооружение, с ее предельным значением, и является целью расчета по несущей способности (устойчивости).

Исследование проблемы устойчивости оснований проводилось по нескольким направлениям. Часть из существующих методов основана на применении к расчету напряженного состояния грунта формул теории упругости. Приоритет такой постановки проблемы устойчивости принадлежит русским ученым — П. А. Миняеву и Н. П. Пузыревскому. Но определение критической нагрузки, соответствующей случаю, когда в основании грунт начинает течь в области, простирающейся под всем сооружением, внутренне противоречиво, так как при значительном развитии областей пластических деформаций к грунту, строго говоря, уже нельзя применить формулы теории упругости.

Другие методы исходят из статики сыпучей среды, которую можно считать обобщенной на грунты теорией пластичности. Работа член-корр. Академии наук СССР В. В. Соколовского впервые дала исчерпывающее решение задачи устойчивости грунтов на этой основе.

Практические приемы расчета устойчивости оснований сооружений по указанному методу даны в работах профессора В. Г. Березанцева.

Следует заметить, что применение статики сыпучей среды к задачам устойчивости основания сооружений предполагает, что весь грунт находится в состоянии предельного равновесия. Поскольку грунт к моменту потери основанием устойчивости находится частично в упругом, а частично в пластическом состоянии, более правильное решение вопроса следует искать в постановке смешанной задачи теории упругости и теории предельного равновесия сыпучей среды.

В инженерной практике употребляется большое число методов, основанных на различных допущениях о форме поверхностей скольжения, по которым происходит сдвиг грунта под сооружением при потере устойчивости. Из них наиболее оправдано практикой допущение о круглоцилиндрической форме поверхности скольжения.

5.32. Определение величины $\Phi$ для основания из нескальных грунтов производится на основе теории предельно напряженного состояния грунтовой среды. Схема разрушения основания, принимаемая в расчете, должна быть как статически, так и кинематически возможна для данного сооружения.

Допускается применять расчеты, основанные на круглоцилиндрической форме поверхности скольжения.

5.33. Определение величины $\Phi$ для оснований из илов, а также глин и суглинков текучепластичной и текучей консистенции должно производиться с учетом нестабилизированного состояния грунта в процессе возведения сооружения вследствие отжатия под нагрузкой воды, заполняющей поры грунта. Этот расчет производится для всех видов зданий и сооружений в соответствии с методами, изложенными в нормах проектирования оснований гидротехнических сооружений из нескальных грунтов.

К п. 5.33. В условиях естественного залегания большинство глин и суглинков текучепластичной и текучей консистенции и илистых грунтов имеют все поры заполненными водой. Поэтому при расчете несущей способности оснований из этих грунтов необходимо вводить в расчет объемные силы, вызываемые давлением воды, движущейся в порах грунта из его частиц.

При загрузке слоя грунта внешним давлением $p$ часть его передается на скелет грунта ($p_z$) и часть на воду ($p_w$).

С течением времени величина $p_z$ на данной глубине будет увеличиваться, а $p_w$ уменьшаться, так как под действием напора в поровой воде, вызываемого внешней нагрузкой, вода будет выдавливаться из пор грунта, тогда как твердые частицы грунта будут сближаться, занимая место ушедшей воды, т. е. будет иметь место нестабилизированное состояние основания, которое необходимо учесть при расчете.

Например, на глинистом основании текучепластичной консистенции с коэффициентом пористости $\varepsilon = 1{,}2$ возводится каменная стена, которая позже, после односторонней засыпки, будет работать как подпорная стенка.

При возведении стены на основание будет действовать вертикальная нагрузка. И если между подошвой стены и грунтом устроена песчаная подготовка-фильтр, будет происходить процесс уплотнения глинистого основания (консолидация — уменьшение пористости, сопровождаемое выходом воды через фильтр).

Пусть к окончанию строительства стены грунты основания достигнут коэффициента пористости $\varepsilon = 1{,}1$ и через шесть месяцев $\varepsilon = 0{,}8$.

Если односторонняя засыпка будет произведена немедленно после окончания строительства, то несущая способность основания для совместного действия сил от веса стены и распора засыпки должна определяться по сопротивлению грунта срезу и по объемному весу

его соответствующим коэффициентом пористости $e = 1{,}2$ или $e = 1{,}1$, а если засыпка будет произведена через шесть месяцев, то сопротивление срезу следует вводить в расчет, соответствующее $\varepsilon = 0{,}8$.

Вводя в расчет устойчивости основания сопротивление грунта срезу, соответствующее природному значению $e$, мы вводим в расчет некоторый запас надежности, поскольку меньшим значениям пористости, получаемым в процессе консолидации, соответствует большее сопротивление срезу.

## 6. ГРАФИКИ ДЛЯ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Расчет оснований по деформациям заключается в следующих операциях.

Вначале подбирается ширина фундамента так, чтобы величина среднего давления по подошве этого фундамента не превышала нормативного давления, после этого проводится расчет ожидаемой осадки.

Если вычисленная величина осадки оказывается больше допустимой для данного здания или сооружения, то необходимо расчет осадки выполнить вновь при увеличенной ширине фундамента или бо́льшем его заглублении.

Как видно из сказанного, процесс проектирования оснований фундаментов довольно трудоемок, особенно трудоемки расчеты ожидаемых осадок. Поэтому большое облегчение в расчетах могут принести всякого рода вспомогательные таблицы и графики, дающие в окончательной форме основные параметры проектируемых фундаментов.

Учитывая значение справочной таблицы количественных характеристик свойств грунтов [табл. 10(13) приложения к нормам], представляется целесообразным построить для каждой клетки таблицы графики, позволяющие по заданным величинам нагрузки и заглубления фундаментов сразу определить размеры фундамента в плане, исходя из величины нормативного давления на основание, и ожидаемую при этих условиях величину осадки основания.

Такие графики построены для каждой клетки вышеупомянутой таблицы отдельно для квадратных и для ленточных фундаментов для случая однородных грунтов при отсутствии грунтовых вод.

Номера графиков соответствуют номерам клеток табл. 10(13), график для расчета квадратного фундамента обозначен словом «квадрат», для ленточного фундамента — словом «лента».

По горизонтальной оси отложены величины нагрузки на основание, сосредоточенная сила в *т* для квадратных фундаментов или погонная нагрузка в *т/м* для ленточных фундаментов, по вертикальной оси — глубина заложения фундамента в *м*.

На графиках имеются линии двух родов:

1) прямые линии, представляющие собой зависимость величины нормативной нагрузки на основание от глубины заложения фундамента для фундаментов шириной $b = 1, 2, 3, 6$ *м* и т. д.;

2) кривые ожидаемых осадок (величины осадок $S$ в *см*).

Для построения линий первого рода были вычислены величины нормативного давления на грунт по формуле

$$R^{н} = (Ab + Bh)\,\gamma_0 + Dc^{н} \qquad 20\ (12)$$

для различных глубин заложения подошвы фундамента при $b = 1, 2, 3, 5$ *м* и т. д.

Для определения величин осадок, необходимых для построения линий второго рода, формула осадки

$$S = \sum_{i=1}^{n} p_z h_i \frac{\beta}{E_i} \qquad 34\ (20)$$

была преобразована в вид, позволяющий вычислять величину осадок в табличной форме на счетной машине.

Эти преобразования были следующие.

В формуле осадок суммирование производится в пределах сжимаемой толщи грунта, глубина которой определяется из условия

$$p_z = 0{,}2\,p_{бz}, \qquad 29\ (16)$$

где $p_{бz}$ — природное давление грунта на глубине $z$ под подошвой фундамента, равное

$$p_{бz} = \gamma\,[z + h].$$

Итак, для границы сжимаемой толщи грунта можем написать $p_z = 0{,}2\,p_{бz}$ или $\alpha(p - \gamma h) = 0{,}2\gamma\,(z + h)$, отсюда

$$\alpha = \frac{0{,}2\,\gamma\,(z + h)}{p - \gamma h}. \qquad 46$$

Представив выражение (46) в виде двух слагаемых и подставив величину $z$ из формулы $m = \frac{2z}{b}$, получим

$$\alpha = \frac{0{,}2\gamma h}{p-\gamma h} + \frac{0{,}1\gamma b}{p-\gamma h}\, m. \qquad 47$$

Выражение 47 позволяет определить глубину сжимаемой толщи грунта под подошвой фундамента путем последовательного увеличения величины $m$ до тех пор, пока вычисляемое по формуле 47 значение $\alpha$ не совпадает с табличным значением $\alpha$, соответствующим данному $m$ [см. табл. 13(8)].

Глубина сжимаемой толщи $H$ будет равна

$$H = \frac{bm}{2}.$$

Формулу осадки, принимая $\beta = 0{,}8$, а $h_i = \frac{b\,\Delta m}{2} = \frac{b \cdot 0{,}4}{2} = 0{,}2\,b$ (так как значение $m$ изменяется в таблице через 0,4), можно написать в виде

$$S = \sum_{i=1}^{n} p_z \frac{0{,}16\,b}{E}$$ или, заменяя $p_z$ через его выражения по формуле $p_z = \alpha(p - \gamma h)$, получим

$$S = (p - \gamma h)\,\Sigma\alpha\,\frac{0{,}16\,b}{E}, \qquad 48$$

где $\Sigma\alpha$ получается суммированием всех значений в пределах сжимаемой толщи, граница которой определена значением $m$, подобранным по формуле (47).

Ниже приводится табличная запись табл. 20, которая использовалась при расчете осадок

Таким образом были подсчитаны величины осадок для различных глубин заложения фундаментов $h$ при $b = 1, 2, 3, 5$ м и т. д.

По этим данным были построены кривые ожидаемых осадок, которые получились соединением одноименных значений осадки при различных величинах $b$.

Для пользования графиками необходимо знать две величины: 1) величину нагрузки на фундамент и 2) глубину заложения его.

Найдя на координатных осях графика заданные значения, простым пересечением линий, параллельных осям, получаем точку, определяющую величины $b$ — стороны фундамента и $S$ — осадки, которая будет иметь место при этом.

Как уже указывалось выше, графики для определения размеров фундамента и величины ожидаемой осадки основания построены для случая квадратного фундамента ($n = \frac{l}{b} = 1$) и ленточного ($n \geqslant 10$).

Но в строительной практике часто приходится иметь дело с прямоугольными фундаментами, у которых величина $n = \frac{l}{b}$ может принимать любое значение от 1 до 10.

Размеры и осадку таких фундаментов можно получить, используя графики, построенные для квадратного и ленточного фундаментов.

Если построить кривую изменения величины осадки фундамента в зависимости от изменения соотношения его сторон ($n = \frac{l}{b}$), то оказывается, что эта кривая хорошо описывается гиперболой вида

$$S = \frac{An}{1 + Bn}. \qquad 49$$

где $S$ — осадка фундамента;

$n$ — отношение сторон прямоугольного фундамента;

$A$ и $B$ — параметры, которые находим, зная осадку квадратного фундамента ($n = 1$) и ленточного ($n = 10$),

$$A = \frac{9S_1 S_{10}}{10S_{10} - 10S_1};$$

$$B = \frac{S_{10} - 10\,S_1}{10S_1 - 10S_{10}}.$$

Таблица 20

Примерная запись расчета фундамента

| $b$ | $h$ | $p$ | $\gamma h$ | $p-\gamma h$ | $\frac{0{,}2\gamma h}{p-\gamma h}$ | $\gamma b$ | $\frac{0{,}1\gamma b}{p-\gamma h}$ | 6+8 $m$ | $m$ | $\frac{bm}{2}$ | $\Sigma\alpha$ | $\Sigma\alpha \times (p-\gamma h)$ | $\frac{0{,}16b}{E}$ | $S = (13) + (14)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| | | | | | | | | | | | | | | |

Подставив найденные выражения параметров в формулу 49 и приняв обозначения

$$a = \frac{1}{S_1} \text{ и } d = \frac{10}{S_{10}},$$

получим

$$S = \frac{9n}{(10c - d) + (d - c)n}. \qquad 50$$

Итак, зная величину нагрузки на проектируемый фундамент и глубину заложения его подошвы, на графиках для квадратного и ленточного фундаментов находим размер стороны $b$ и величину осадок основания $S_1$ и $S_{10}$.

Затем по формуле 50 определяем величину осадки основания прямоугольного фундамента с отношением сторон $n = \frac{l}{b}$.

Графики для расчета оснований фундаментов построены для случая залегания однородных грунтов под подошвой фундаментов. При наличии же разнородного по глубине основания они могут быть использованы только для определения размеров фундамента (по графикам для слоя грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента), величина же ожидаемой осадки непосредственно с них не может быть получена.

Однако в сочетании с небольшим расчетом графики дают возможность получить величину осадки неоднородного основания.

Известно, что глубина сжимаемой толщи $H$ зависит от объемного веса грунтов, складывающих основание.

В таблице грунтовых характеристик, на основе которой построены графики, объемный вес грунта изменяется в пределах 1,8—2,1 $г/см^3$.

Если при наличии разнородного по глубине основания пренебречь разницей в объемных весах складывающих его грунтов, то глубину сжимаемой толщи можно определить, используя графики для грунта, непосредственно залегающего под подошвой фундамента. Имея же величину сжимаемой толщи, легко подсчитать осадку основания.

Рассмотрим последовательность расчета на примере двухслойного основания:

I слой грунта имеет толщину $H_1$, модуль деформации $E_1$ и объемный вес $\gamma_1$; II слой — модуль деформации $E_2$ и объемный вес $\gamma_2$.

1. Зная величину нагрузки на фундамент и глубину его заложения на графиках для I слоя грунта, находим размер $b$ стороны фундамента и величину осадки основания, которая имела бы место в случае однородного по глубине основания из грунта I слоя.

2. Определяем глубину сжимаемой толщи по формуле

$$H = \frac{bm}{2}.$$

Величину $m$ находим в зависимости от значения $\Sigma\alpha$ [см. табл. 13(8)].

Величину $\Sigma\alpha$ определяем из формулы 47

$$\Sigma\alpha = \frac{SE}{0{,}16\,b\,(p - \gamma h)}.$$

Здесь величина $E$ берется равной $E_1$; величины $S$ и $b$ — равными значениями, снятым с графика; величину $(p—\gamma h)$ также легко определить.

3. Определяем осадку I слоя.

$$S_1 = (p - \gamma h)\,\Sigma\alpha_1\,\frac{0{,}16\,b}{E_1}.$$

Здесь величину $\Sigma\alpha_1$ находим по табл. 13(8) в зависимости от $m = \frac{2H_1}{b}$.

4. Определяем осадку II слоя грунта толщиной $H_2$, равной $H_2 = H—H_1$.

$$S_2 = (p - \gamma h)\,\Sigma\alpha_2\,\frac{0{,}16\,b}{E_2},$$

где

$$\Sigma\alpha_2 = \Sigma\alpha - \Sigma\alpha_1.$$

5. Определяем полную осадку, как сумму осадок двух слоев

$$S = S_1 + S_2.$$

Точно так же поступаем при наличии основания из трех и более разнородных слоев грунта, толщина которых $H_1$, $H_2$, $H_3$ и т. д. известна.

1. Снимаем с графика для I слоя грунта величину осадки и находим глубину сжимаемой толщи $H$ по значениям

$$\Sigma\alpha \text{ и } m.$$

2. Для I слоя грунта имеем

$$m = \frac{2H_1}{b};\ m \to \Sigma\alpha_1;$$

$$S_1 = (p - \gamma h)\,\Sigma\alpha_1\,\frac{0{,}16\,b}{E_1}.$$

Для II слоя грунта

$$m = \frac{2(H_1 + H_2)}{b};\quad m \to \Sigma\alpha_2';$$

$$\Sigma\alpha_2 = \Sigma\alpha_2' - \Sigma\alpha_1;$$

$$S_2 = (p - \gamma h)\,\Sigma\alpha_2\,\frac{0{,}16\,b}{E_2}.$$

Для III слоя грунта

$$m = \frac{2(H_1 + H_2 + H_3)}{b}; \quad m \to \Sigma \alpha_3';$$

$$\Sigma \alpha_3 = \Sigma \alpha_3' - \Sigma \alpha_2';$$

$$S_3 = (p - \gamma h) \Sigma \alpha_3 \frac{0{,}16\, b}{E_3} \text{ и т. п.}$$

Для последнего слоя грунта толщиной

$$H_n = H - \sum_{i=1}^{n-1} H_i$$

будем иметь

$$\Sigma \alpha_n = \Sigma \alpha - \Sigma \alpha_{n-1}';$$

$$S_n = (p - \gamma h) \Sigma \alpha_n \frac{0{,}16\, b}{E_n}.$$

Полная осадка будет равна сумме осадок слоев

$$S = \sum_{i=1}^{n} S_i.$$

При наличии грунтовой воды в пределах сжимаемой толщи грунта величина осадки увеличивается. Расчеты показывают, что относительное увеличение осадки тем больше, чем ближе грунтовая вода находится к подошве фундамента, чем меньше глубина заложения подошвы фундамента, чем больше сторона фундамента $b$. Наибольшее относительное увеличение осадки при сравнении квадратного и ленточного фундаментов имеет место у ленточного фундамента.

При проектировании оснований фундаментов с помощью графиков величину осадки, снятую с графика, необходимо умножить на коэффициент $K$, учитывающий наличие грунтовой воды в основании фундамента.

Значение коэффициента $K$ дано в табл. 21 в зависимости от вида фундамента и его ширины $b$. Величина $K$ для промежуточных значений $b$ находится линейной интерполяцией. При этом уровень грунтовых вод расположен от подошвы фундамента не ниже 2 *м* для квадратного и 3 *м* для ленточного фундамента, а глубина заложения подошвы фундамента изменяется от 1 до 5 *м*.

Грунтовые воды, удаленные от подошвы фундамента более чем на 2 *м* для квадрата и 3 *м* для ленты, практически не влияют на величину осадки оснований.

Пример 1. Требуется определить ширину и осадку ленточного фундамента под стену жилого дома.

Нагрузка на фундамент $P = 23$ *т/м*;
глубина заложения фундамента $h = 1{,}5$ *м*;
высота фундаментных плит $h_п = 30$ *см*.

Таблица 21

Значение коэффициента $K$

| Вид фундамента | Коэффициент $K$ при ширине фундамента в *м* | |
|---|---|---|
| | 1 | 10 |
| Квадрат . . . . . | 1,05 | 1,10 |
| Лента . . . . . | 1,10 | 1,20 |

Основанием фундамента служат суглинки $\gamma_0 = 1{,}98$ *т/м*$^3$; $\varepsilon = 0{,}7$; $c^н = 1{,}4$ *т/м*$^2$; $\varphi^н = 22°$; $E = 150$ *кг/см*$^2$.

Для определения требуемых величин пользуемся графиком № 18 для ленточного фундамента.

На оси нагрузок откладывается общая нагрузка, передаваемая фундаментом на грунт, т. е. внешняя нагрузка в сумме с весом фундамента и грунта на его обрезах.

Примем, что нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах составляет 10% внешней нагрузки. Тогда величину нагрузки необходимо увеличить на 3 *т/м*.

Для глубины заложения фундамента $h = 1{,}5$ *м* и нагрузки 31 *т/м* из графика получаем ширину фундамента $b = 1{,}6$ *м* и осадку основания $S = 2{,}5$ *см*.

Пример 2. Определить осадку короткой ленты длиной 5,2 *м*. Нагрузка на фундамент, включая его вес и вес грунта на обрезах $P = 80$ *т/м*;

глубина заложения фундамента $h = 1{,}5$ *м*;

Грунт основания — глина.

$\gamma_0 = 1{,}83$ *т/м*$^3$; $\varepsilon = 1{,}1$; $c^н = 3{,}6$ *т/м*$^2$; $\varphi^н = 16°$, $E = 110$ *кг/см*$^2$.

На графике 31 для ленточного фундамента находим ширину фундамента $b$ и осадку основания $S$ для нагрузки $P = 80$ *т/м* и глубины заложения фундамента $h = 1{,}5$ *м*, $b = 3$ *м*, $S_{10} = 8{,}5$ *см*.

На графике 31 для квадратного фундамента находим осадку квадрата со стороной $b = 3$ *м* при глубине заложения его $h = 1{,}5$ *м*, $S_1 = 6$ *см*.

Осадку короткой ленты определяем по формуле 50

$$c = \frac{1}{6} = 0{,}17; \quad d = \frac{10}{8{,}5} = 1{,}12; \quad n = \frac{5{,}2}{3} = 1{,}7;$$

$$S = \frac{9 \cdot 1{,}7}{(10 \cdot 0{,}17 - 1{,}12) + (1{,}12 - 0{,}17)\, 1{,}7} = 6{,}8 \text{ см}.$$

Пример 3. Определить размеры фундамента под колонну, а также осадку основания.

Нагрузка центральная, вместе с весом фундамента и грунта на его обрезах составляет 170 *т*.

Глубина заложения фундамента $h = 2$ *м*.

Основание сложено сначала слоем суглинка толщиной 4 *м*

$$\gamma_0 = 2{,}06 \text{ т/м}^3; \ \varepsilon = 0{,}7; \ c^н = 1{,}4 \text{ т/м}^2;$$

$$\varphi^н = 22°; \ E = 150 \text{ кг/см}^2,$$

затем идет суглинок: $\gamma_0 = 1{,}81$ *т/м*$^3$; $\varepsilon = 1{,}1$; $c^н = 0{,}8$ *т/м*$^2$; $\varphi^н = 18°$; $E = 80$ *кг/см*$^2$.

Для глубины заложения фундамента $L = 2$ *м* и нагрузки $P = 170$ *т* на графике 18 для квадратного фундамента находим размеры фундамента и его осадку

$$b = 2{,}6 \text{ м}; \quad S_1 = 2{,}9 \text{ см}.$$

Зная величину осадки фундамента, если бы основание было однородным, сложенным грунтом I слоя, определяем глубину сжимаемой толщи $H$.

Для этого находим следующие величины:

$$p = \frac{P}{F} = \frac{170}{6{,}76} = 25{,}2 \ т/м^2 = 2{,}52 \ кг/см^2;$$

$$\gamma h = 2{,}06 \cdot 2 = 4{,}12 \ т/м^2 = 0{,}41 \ кг/см^2;$$

$$p - \gamma h = 2{,}52 - 0{,}41 = 2{,}11 \ кг/см^2;$$

$$\Sigma \alpha = \frac{S_1 E_1}{(p - \gamma h)\, 0{,}16\, a} = \frac{2{,}9 \cdot 150}{2{,}11 \cdot 0{,}16 \cdot 260} = 4{,}95.$$

В табл. 13(8) находим величину $m$, соответствующую найденному значению $\Sigma\alpha$

$$m = 3{,}8.$$

Тогда глубина сжимаемой толщи будет равна

$$H = \frac{bm}{2} = \frac{260 \cdot 3{,}8}{2} = 495 \ см.$$

Находим осадку I слоя толщиной $H_1 = 2$ м

$$m = \frac{2H_1}{b} = \frac{2 \cdot 2}{2{,}7} = 1{,}54 \approx 1{,}6,$$

$$\Sigma \alpha_1 = 3{,}815,$$

$$S_1 = \frac{(p - \gamma h)\, \Sigma \alpha_1 \cdot 0{,}16}{E_1} = \frac{2{,}11 \cdot 3{,}815 \cdot 0{,}16 \cdot 260}{150} =$$

$$= 2{,}25 \ см.$$

Находим осадку II слоя толщиной $H_2$, равной

$$H_2 = H - H_1 = 4{,}95 - 2 = 2{,}95 \ м;$$

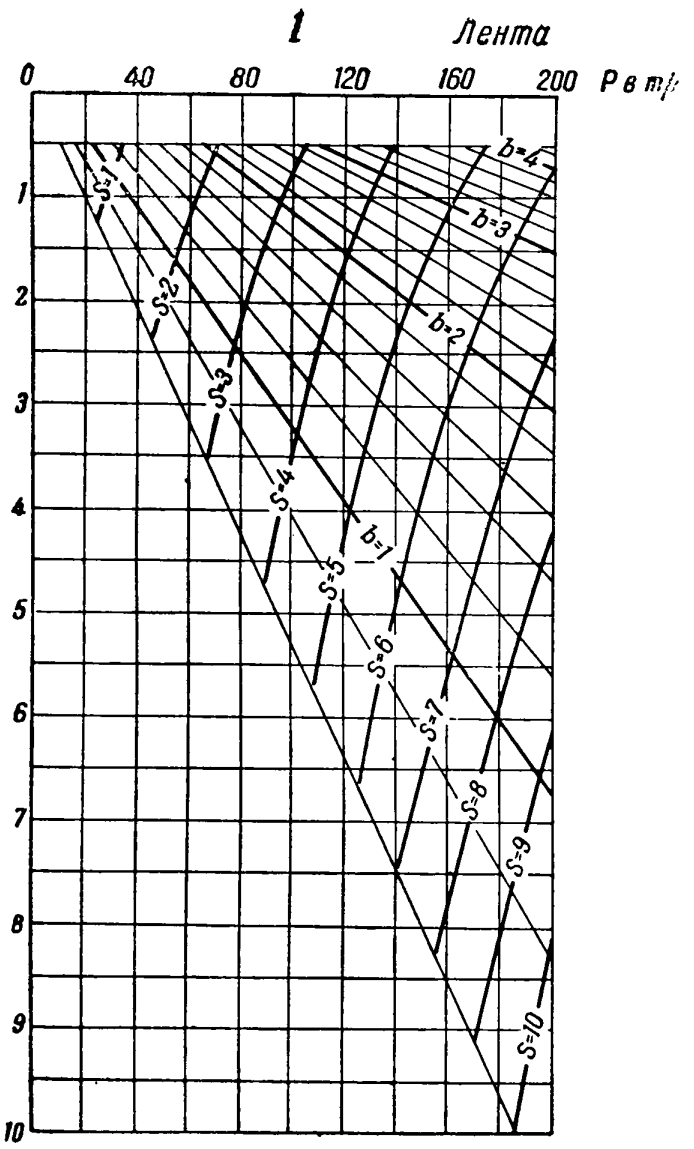
$$\Sigma \alpha_2 = \Sigma \alpha - \Sigma \alpha_1 = 4{,}95 - 3{,}815 = 1{,}135;$$

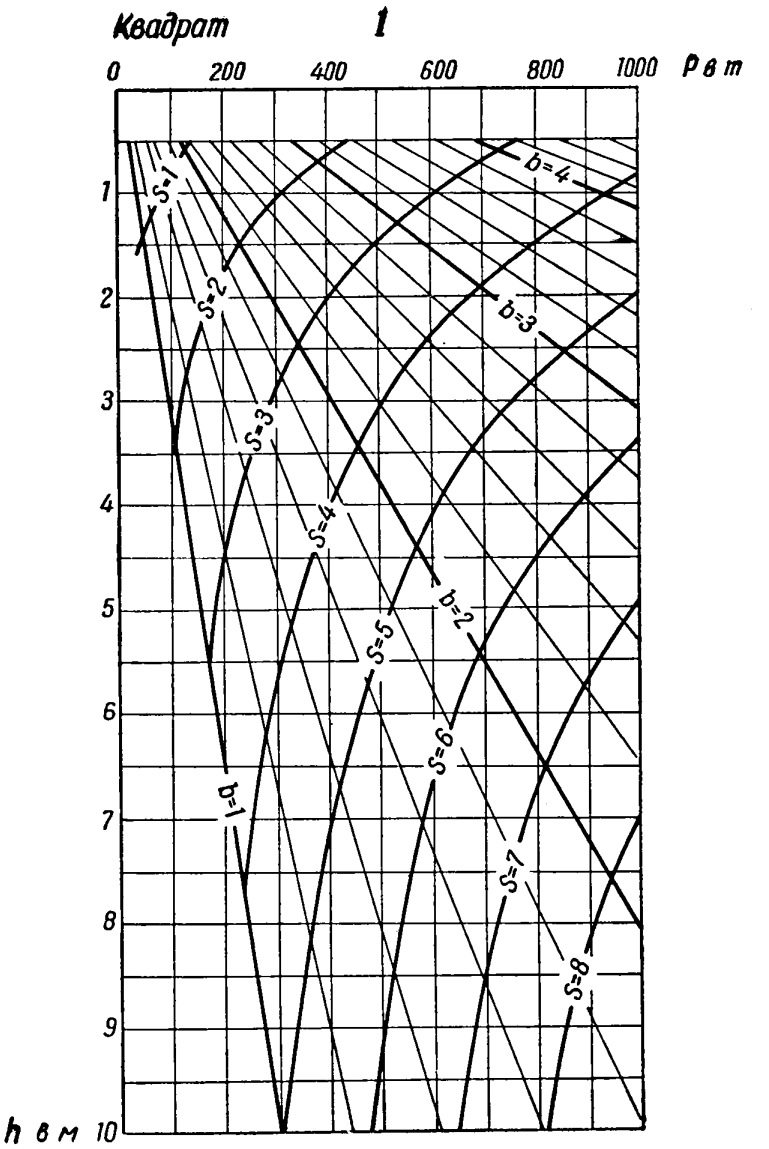
$$S_2 = \frac{(p - \gamma h)\, \Sigma \alpha_2 \cdot 0{,}16\, b}{E_2} = \frac{2{,}11 \cdot 1{,}135 \cdot 0{,}16 \cdot 260}{80} =$$

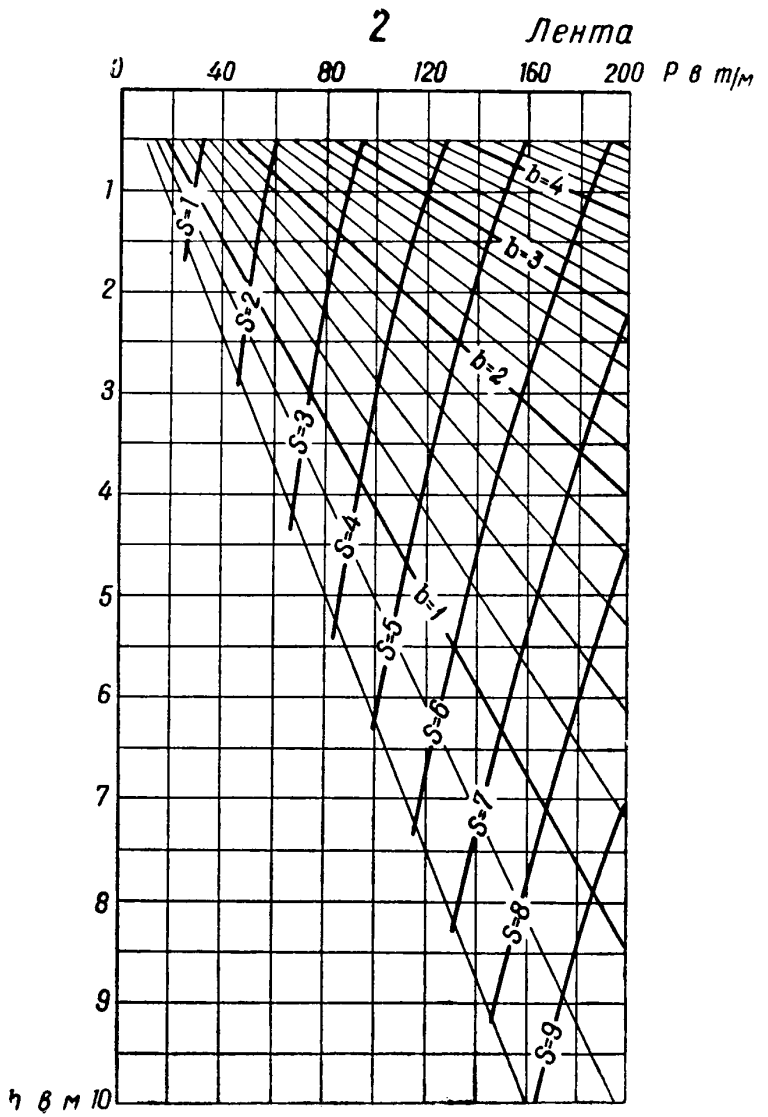
$$= 1{,}25 \ см.$$

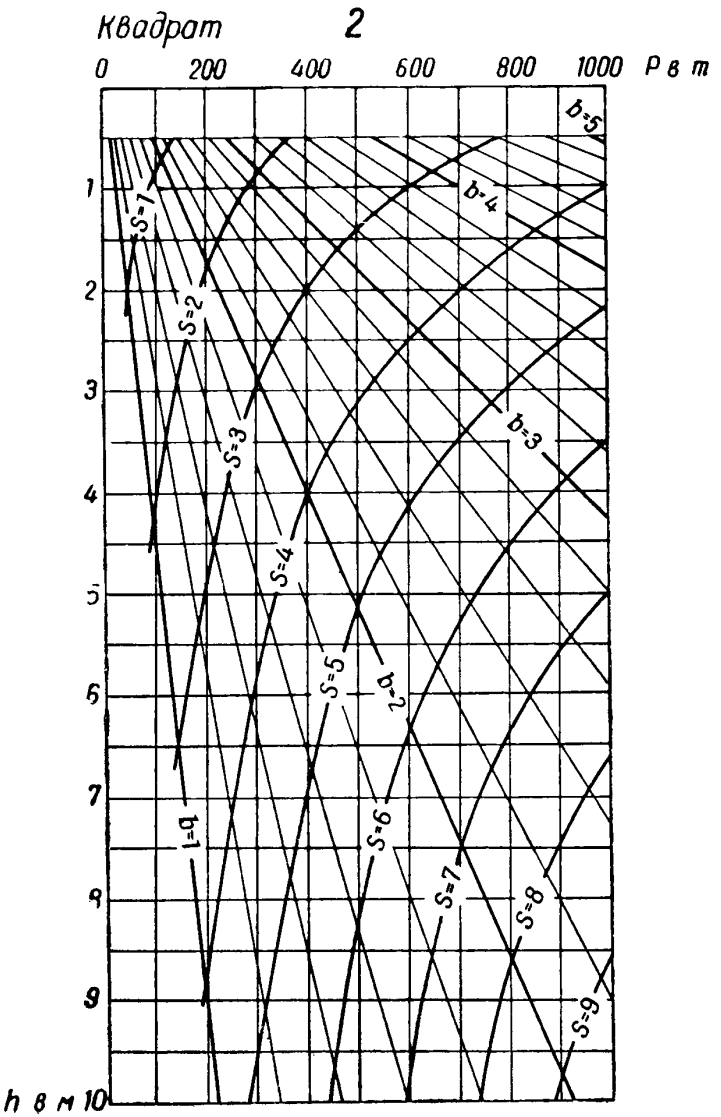
Суммарная осадка основания будет равна

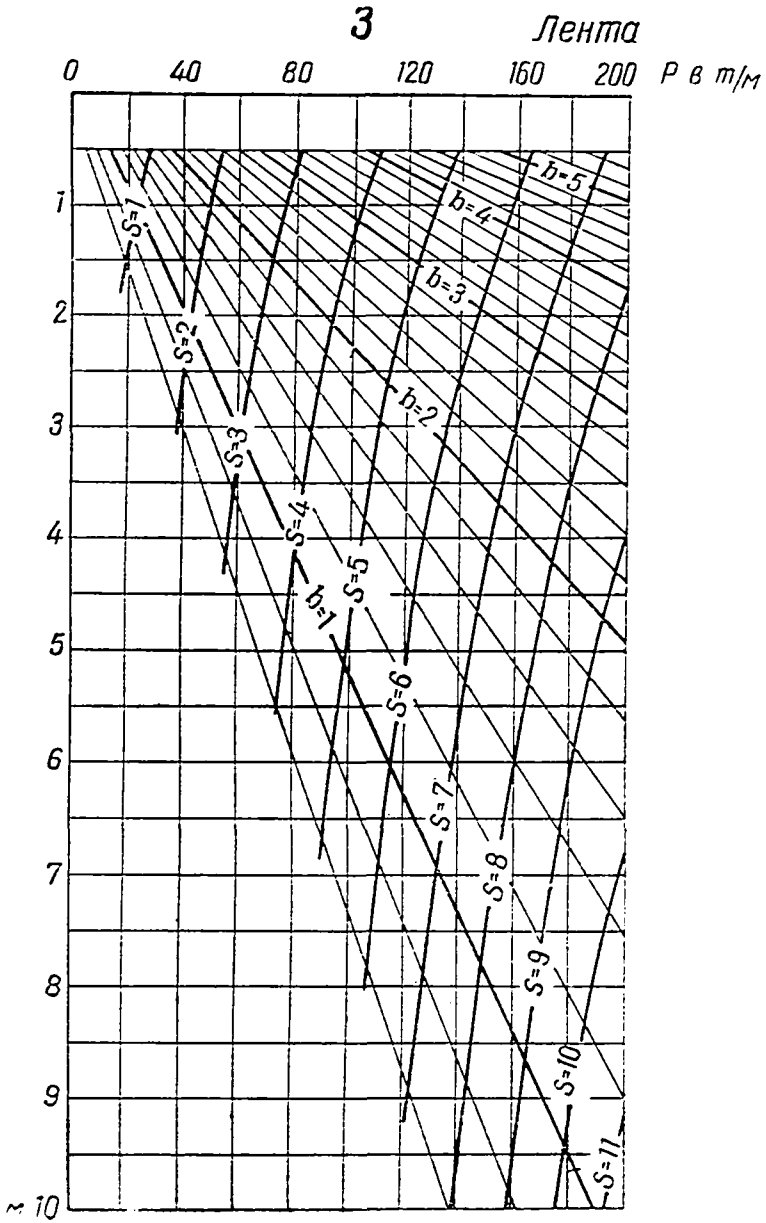
$$S = S_1 + S_2 = 2{,}25 + 1{,}25 = 3{,}5 \ см.$$

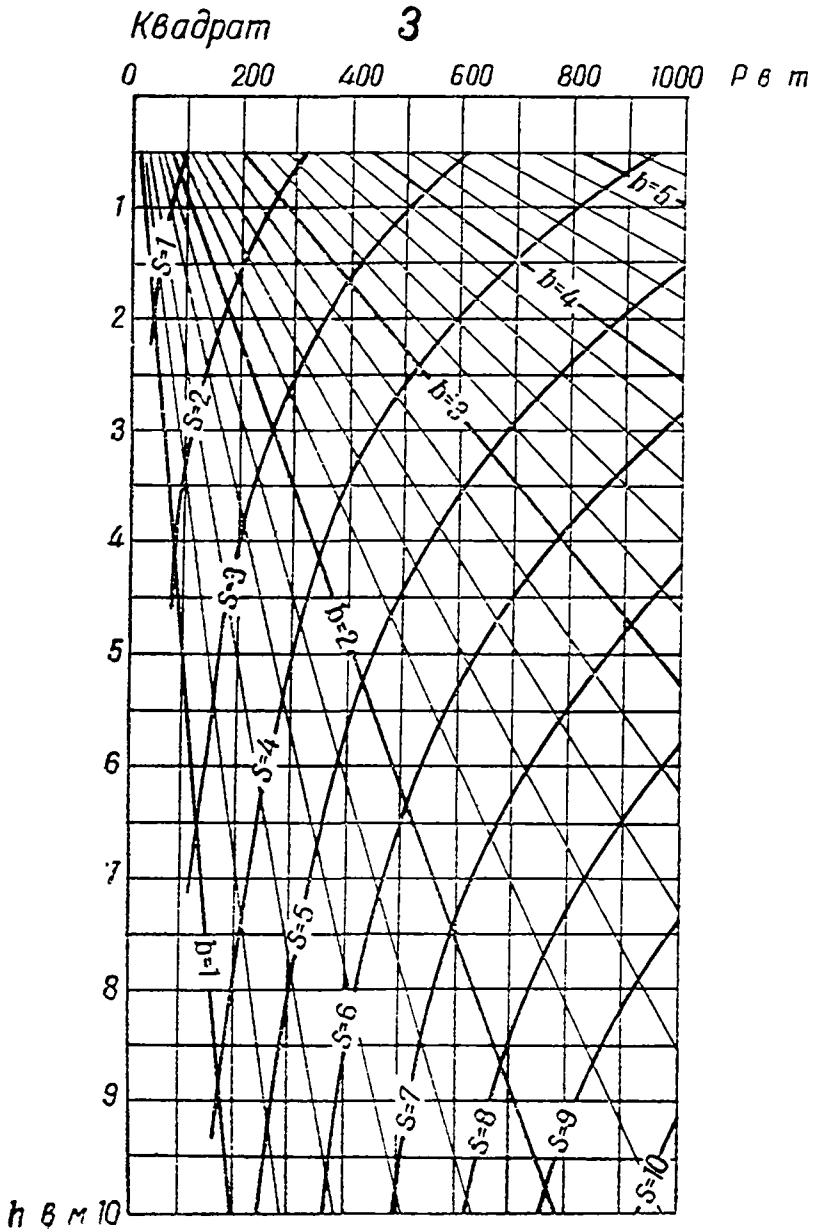

1
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м 10
b=4
b=3
b=2
b=1
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10

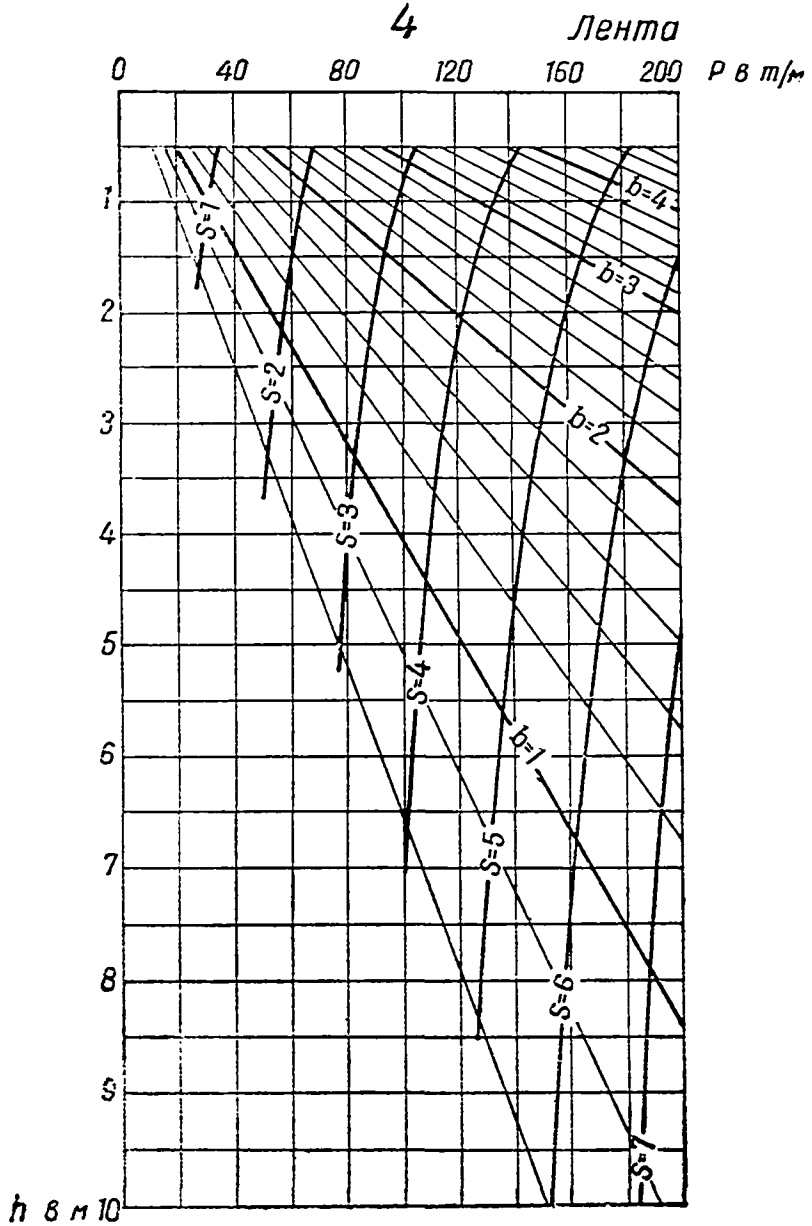

Квадрат
1
0
200
400
600
800
1000
P в т
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м 10
b=4
b=3
b=2
b=1
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

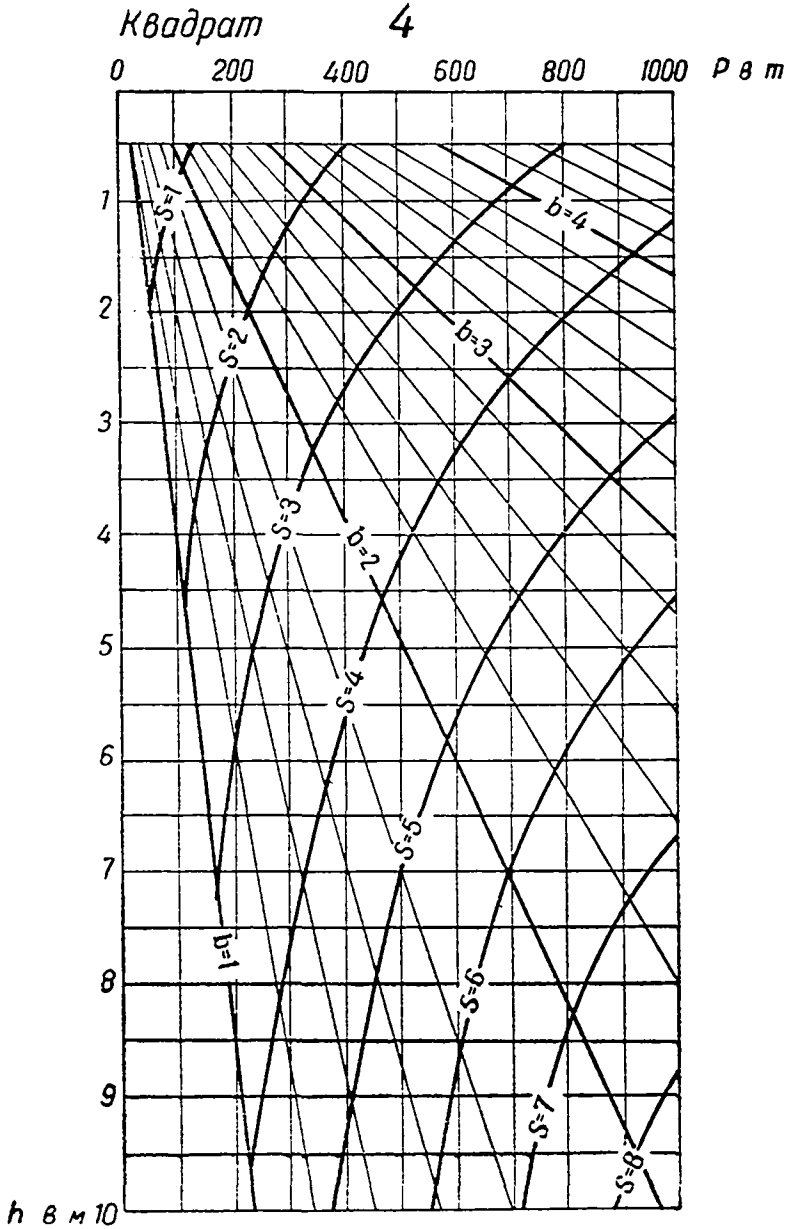

2
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9

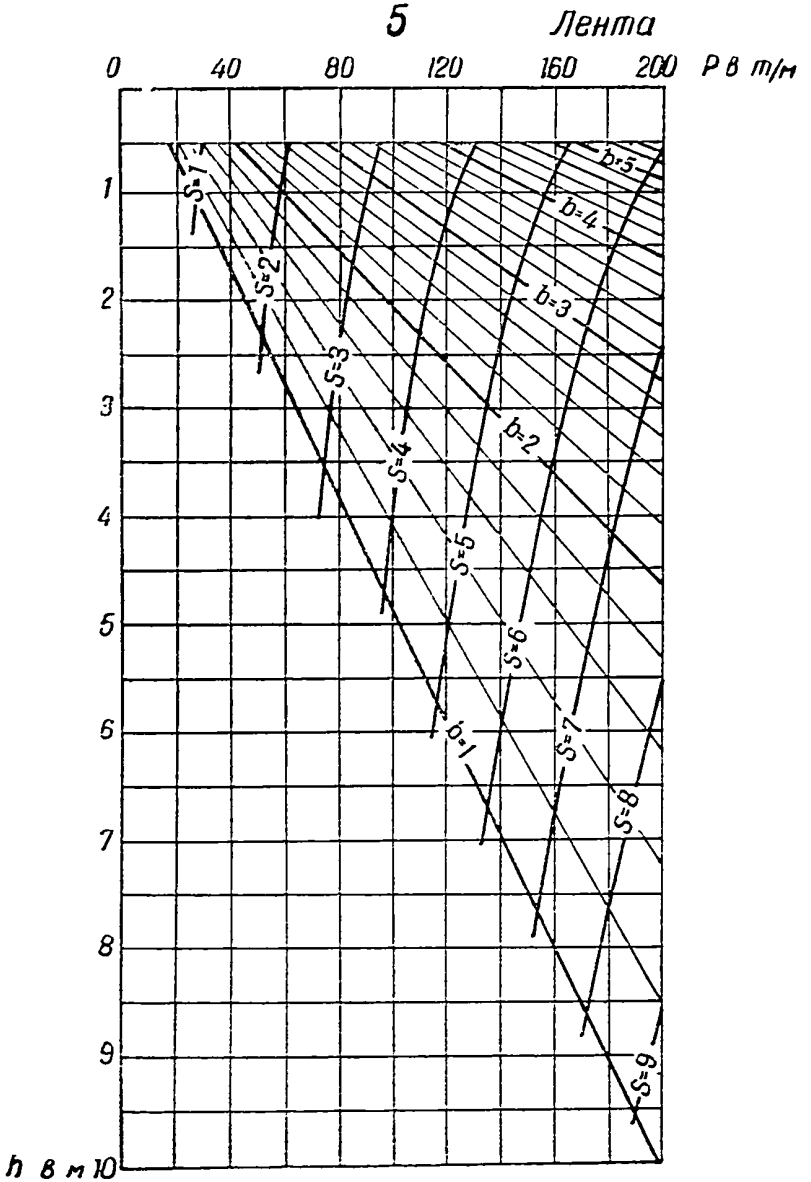

Квадрат
2
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9

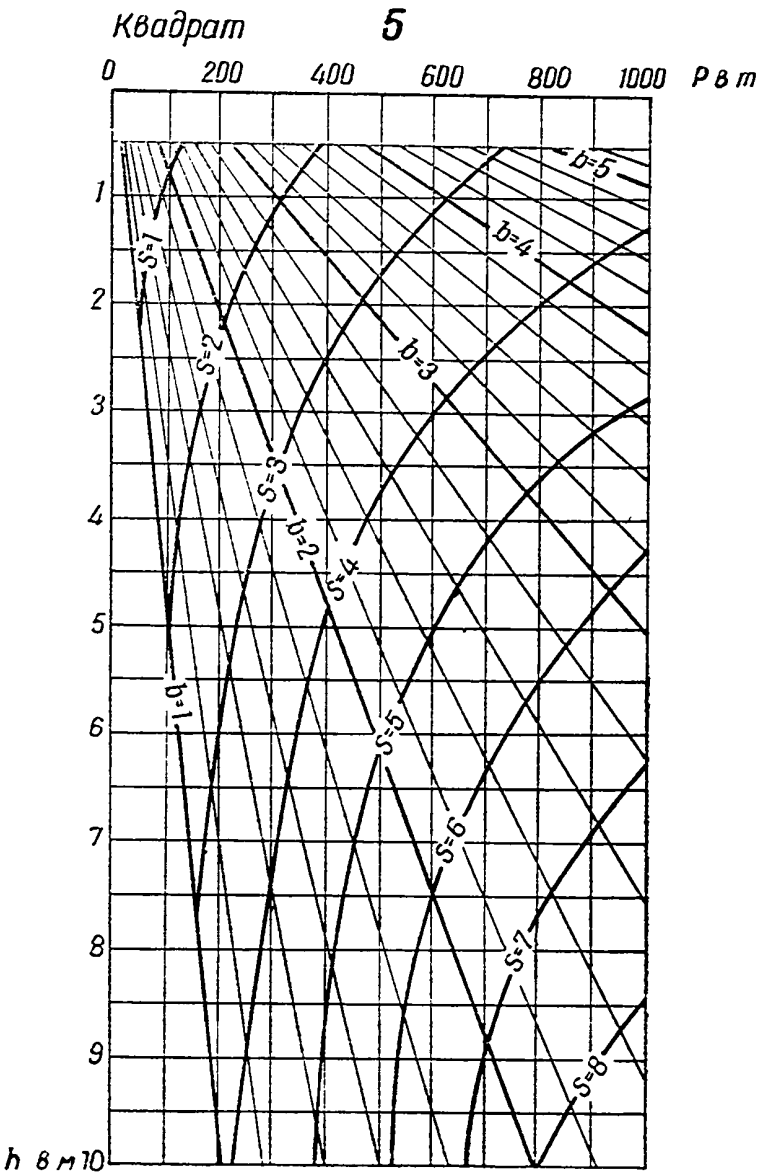

3
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11

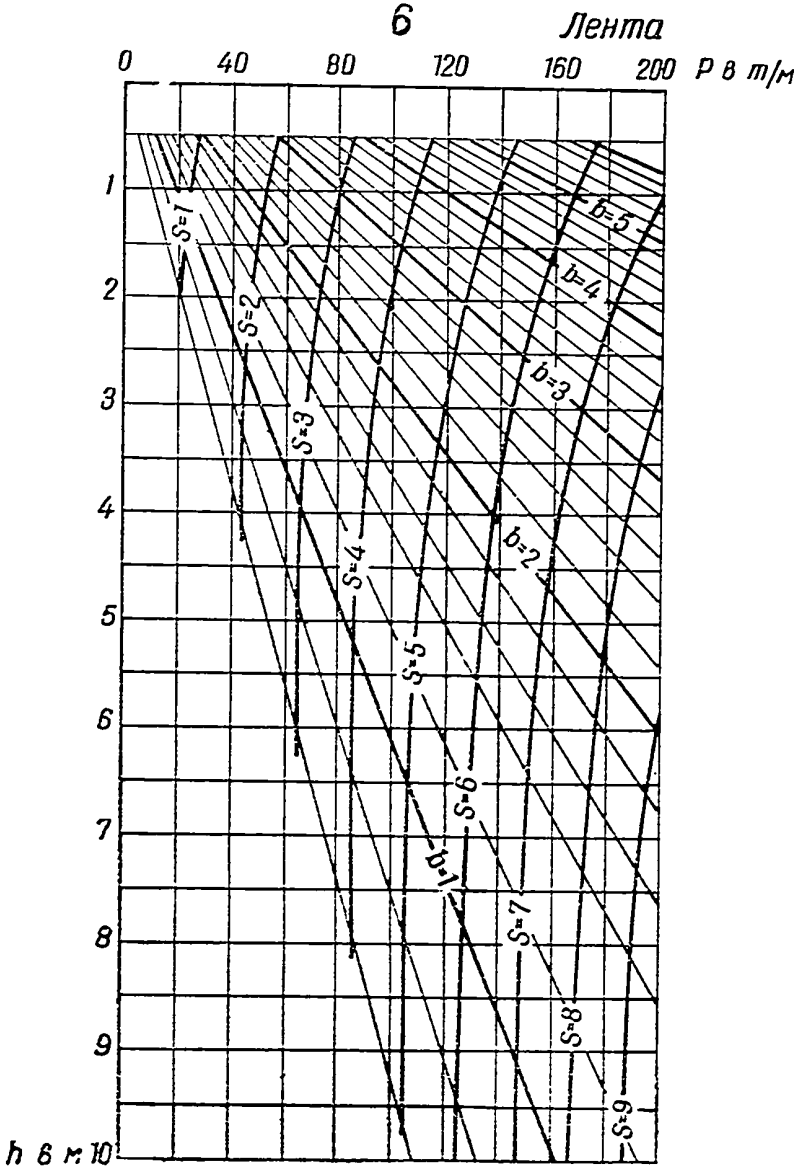

Квадрат
3
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10

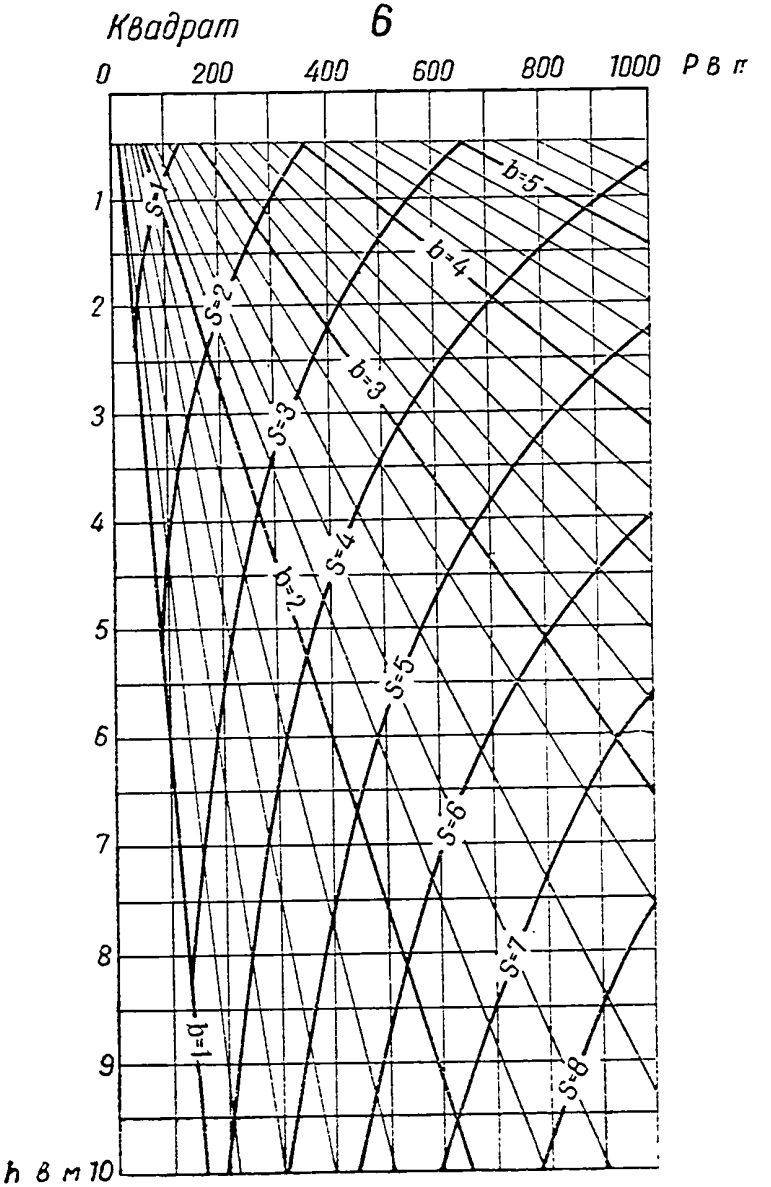

4
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м
b=4
b=3
b=2
b=1
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

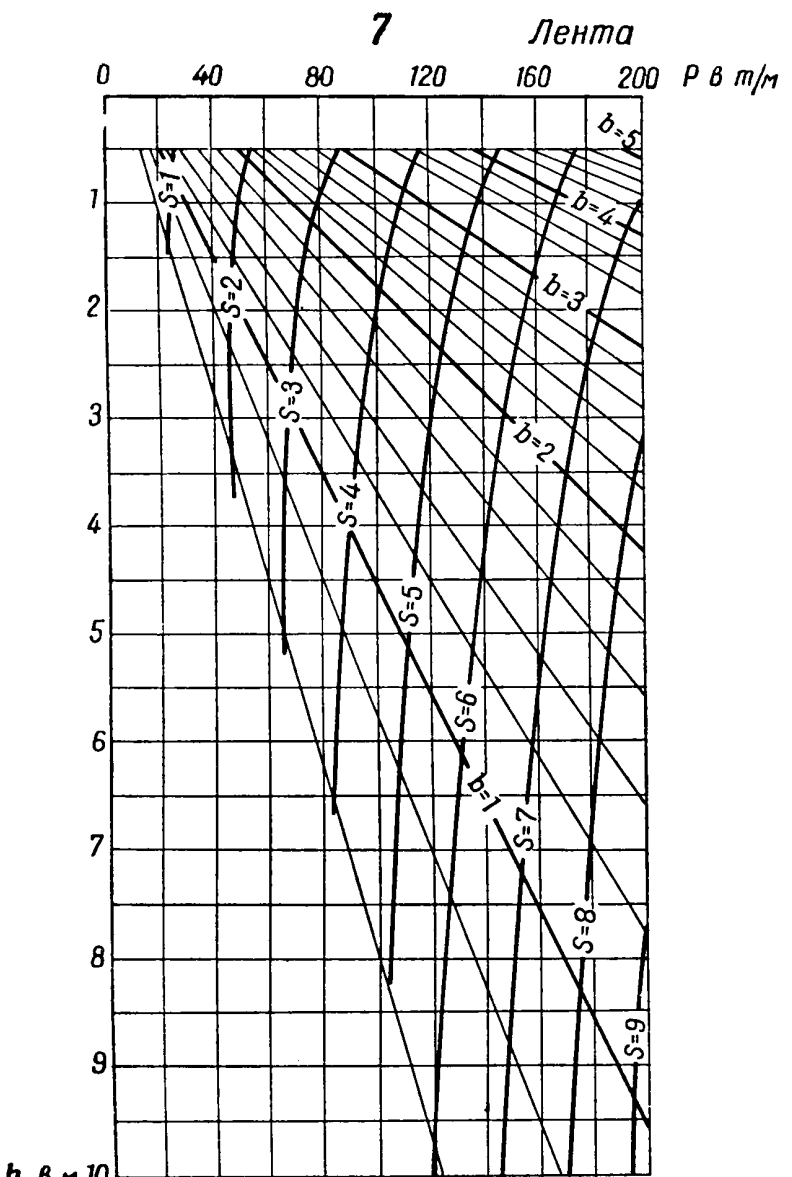

Квадрат
4
0
200
400
600
800
1000
P в т
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м
b=4
b=3
b=2
b=1
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

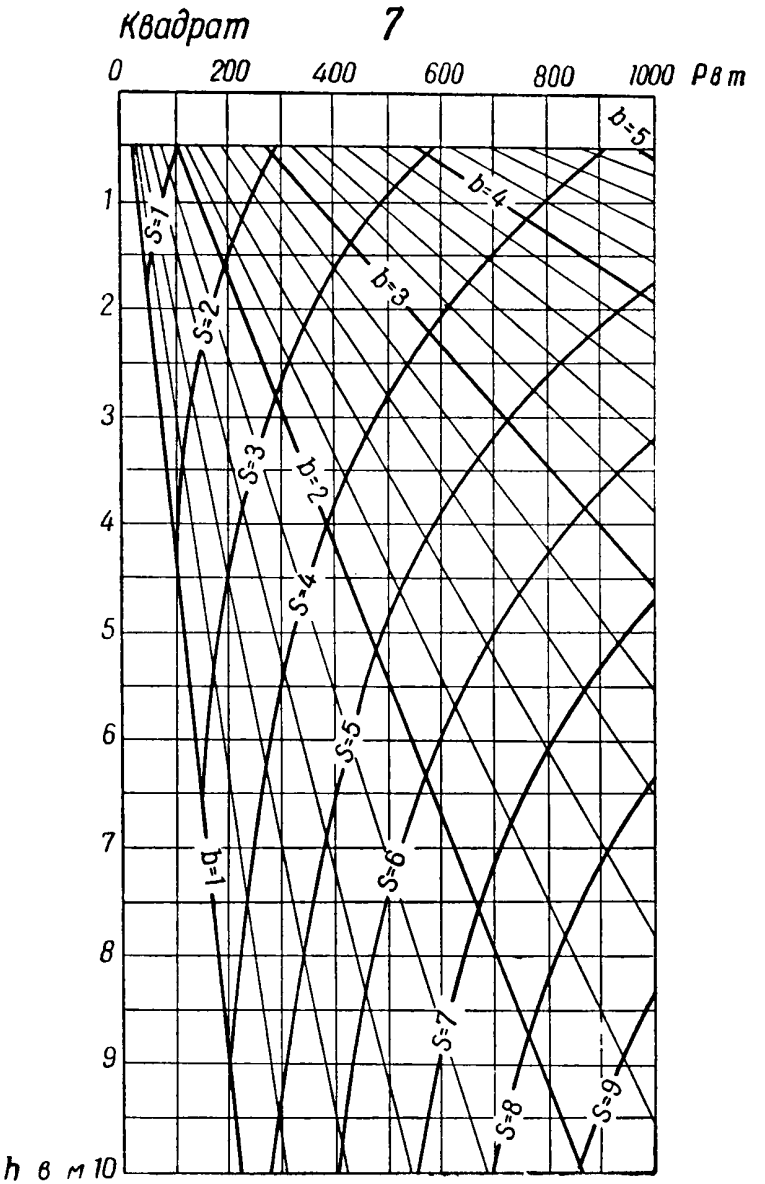

5
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м 10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9

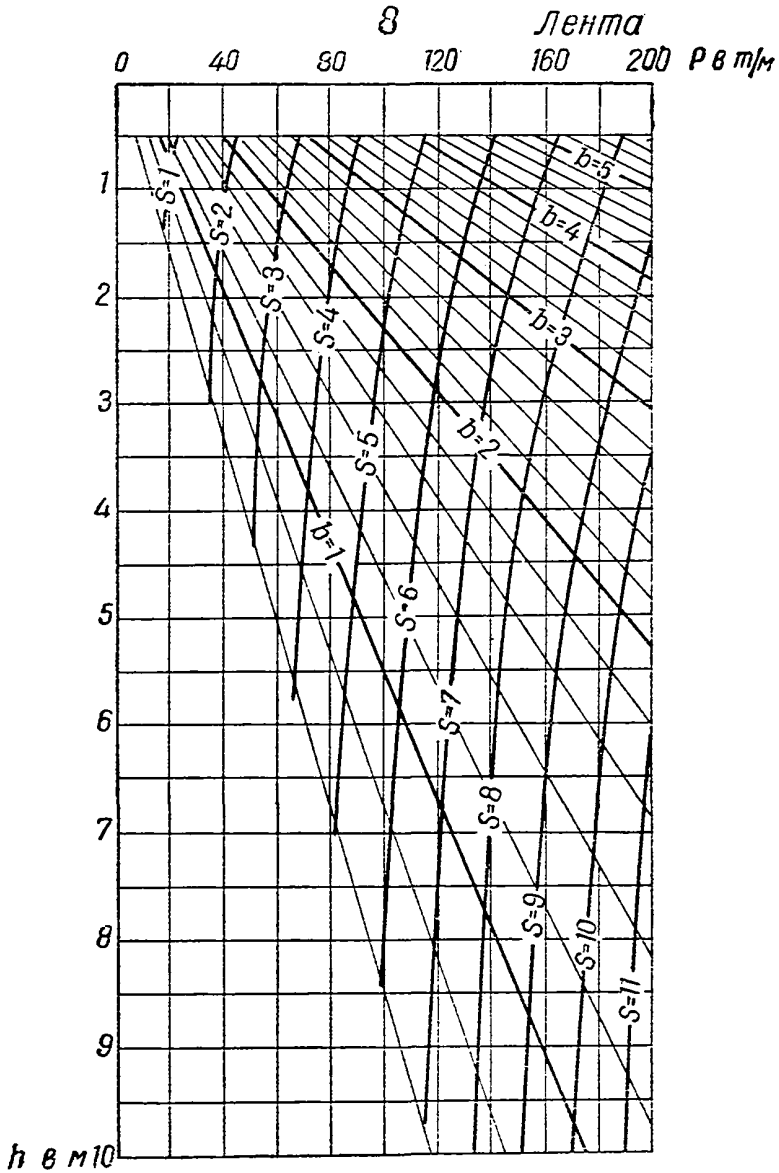

Квадрат
5
0
200
400
600
800
1000
P в т
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м 10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

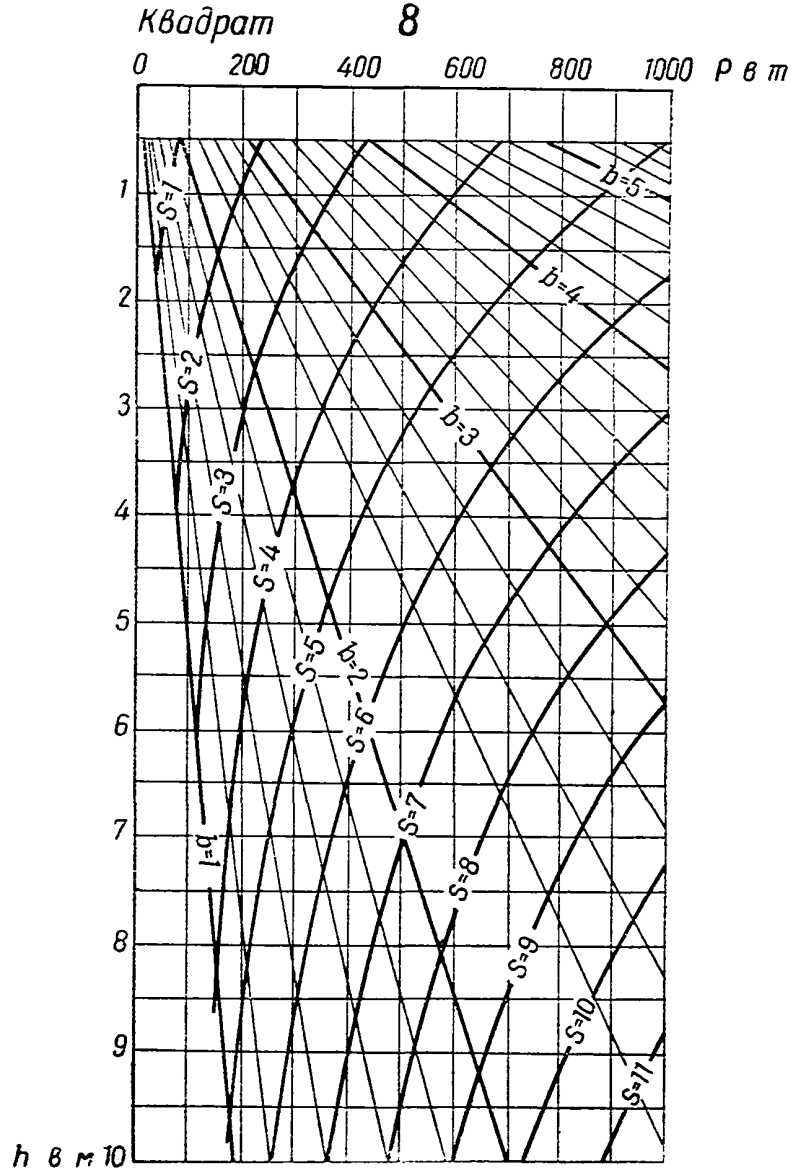

6
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9

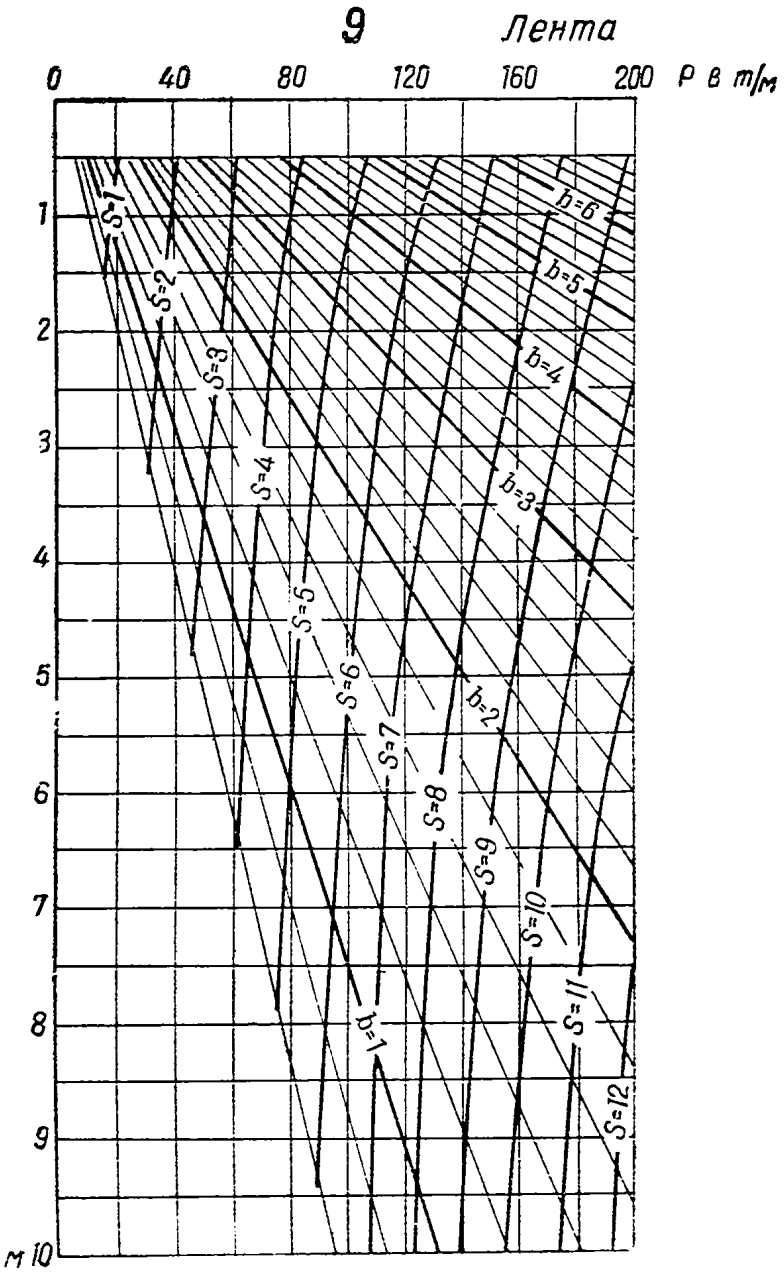

Квадрат
6
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

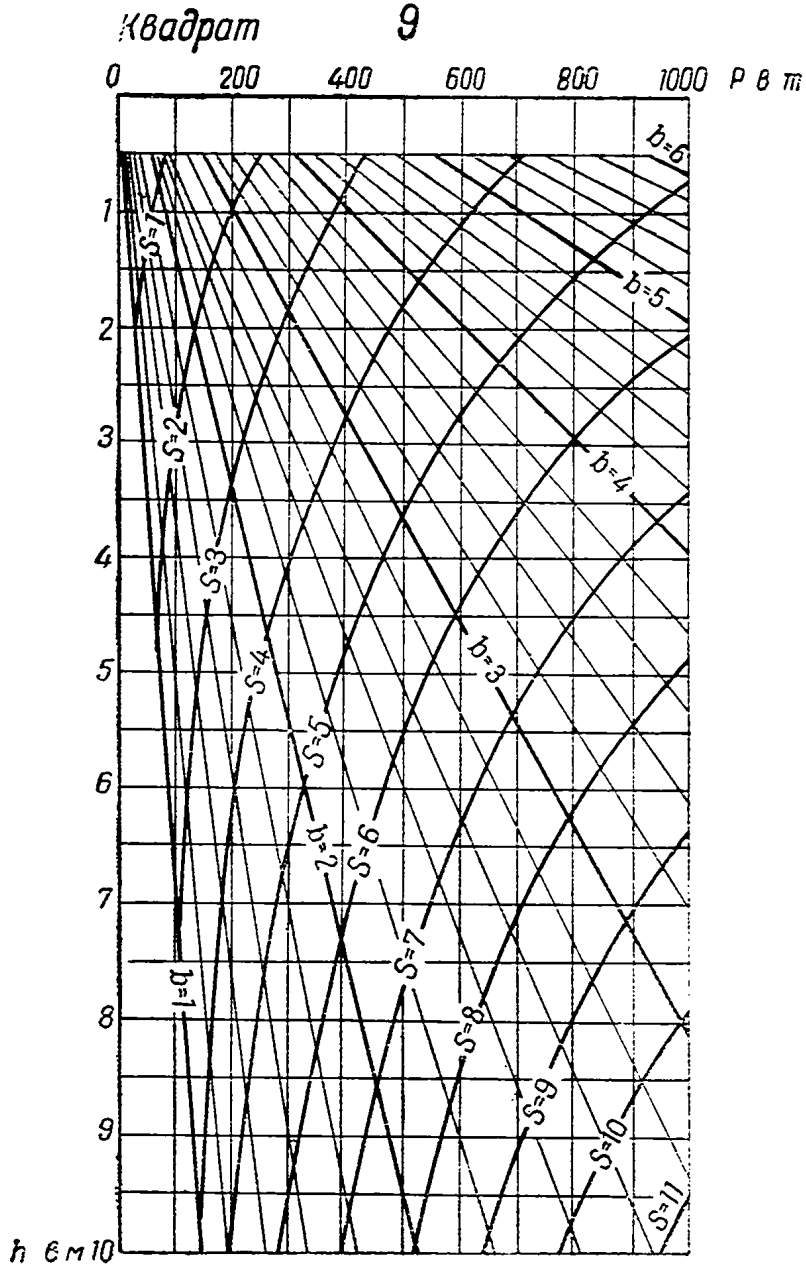

7
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9

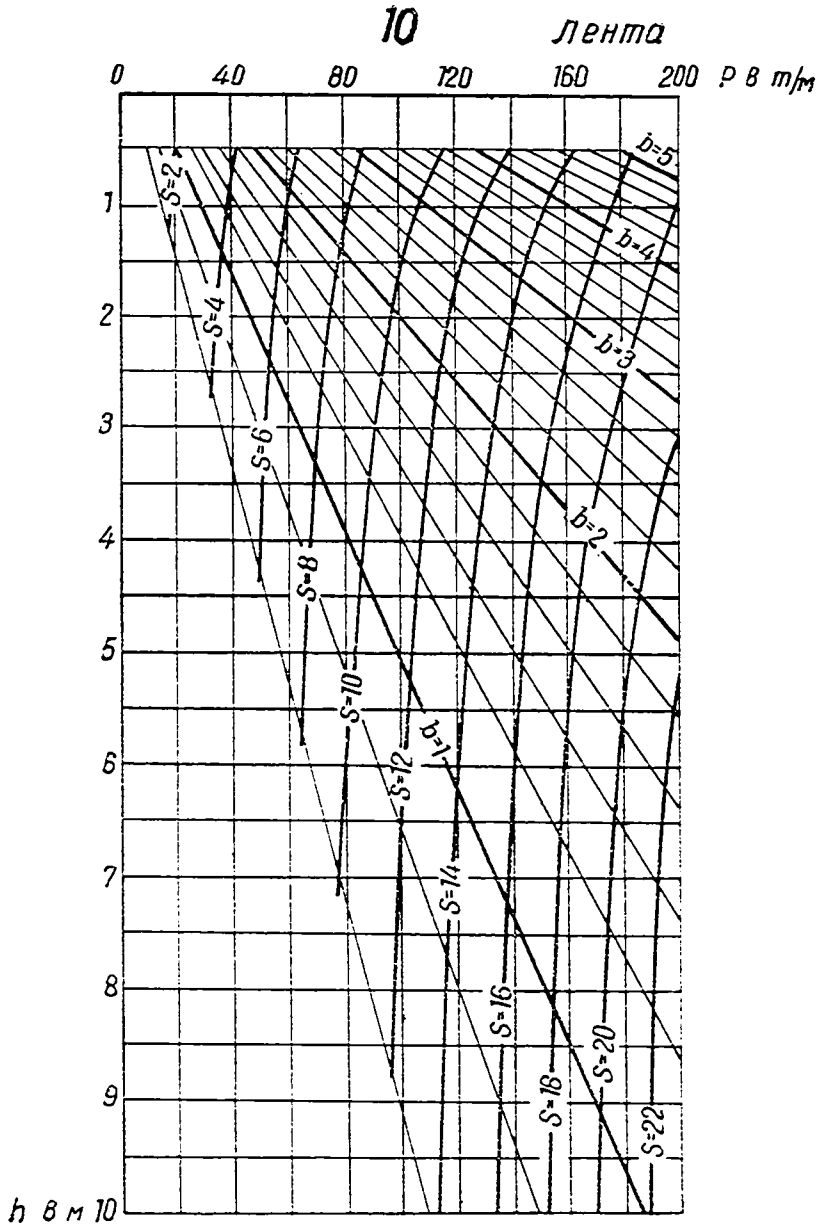

Квадрат
7
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9

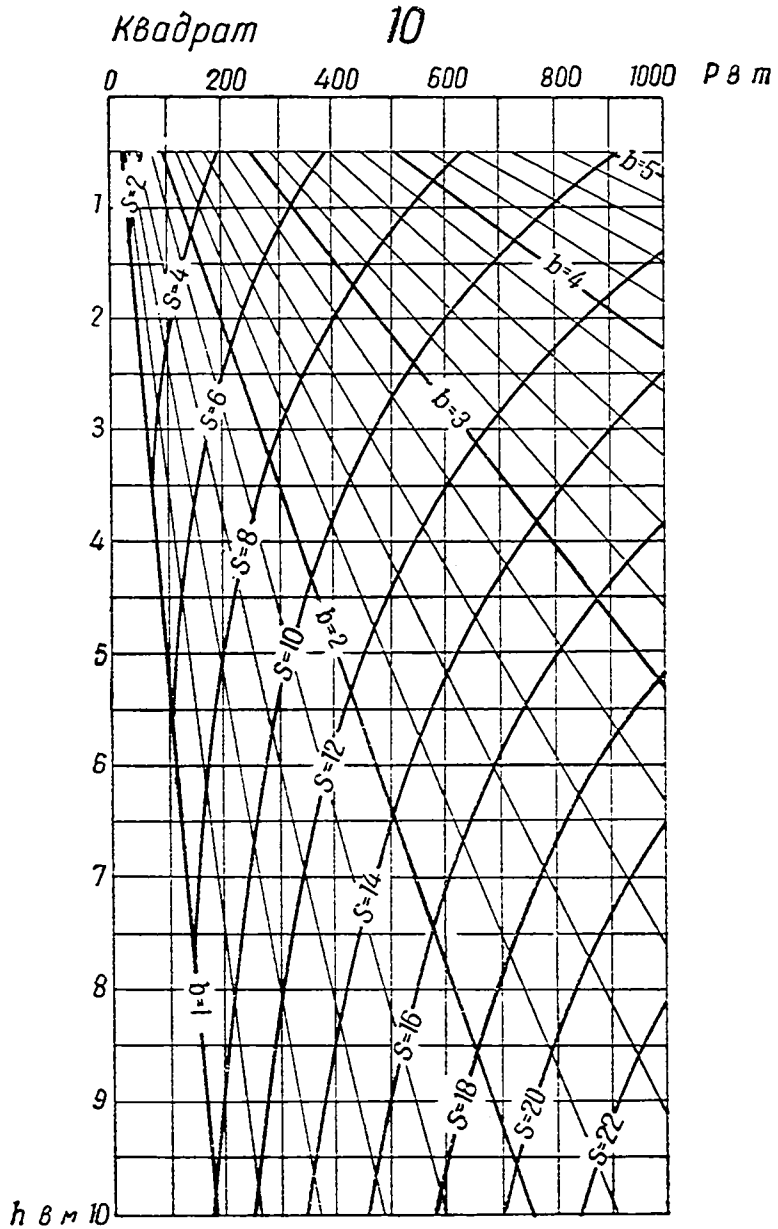

8 Лента
0 40 80 120 160 200 P в т/м
h в м 10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11

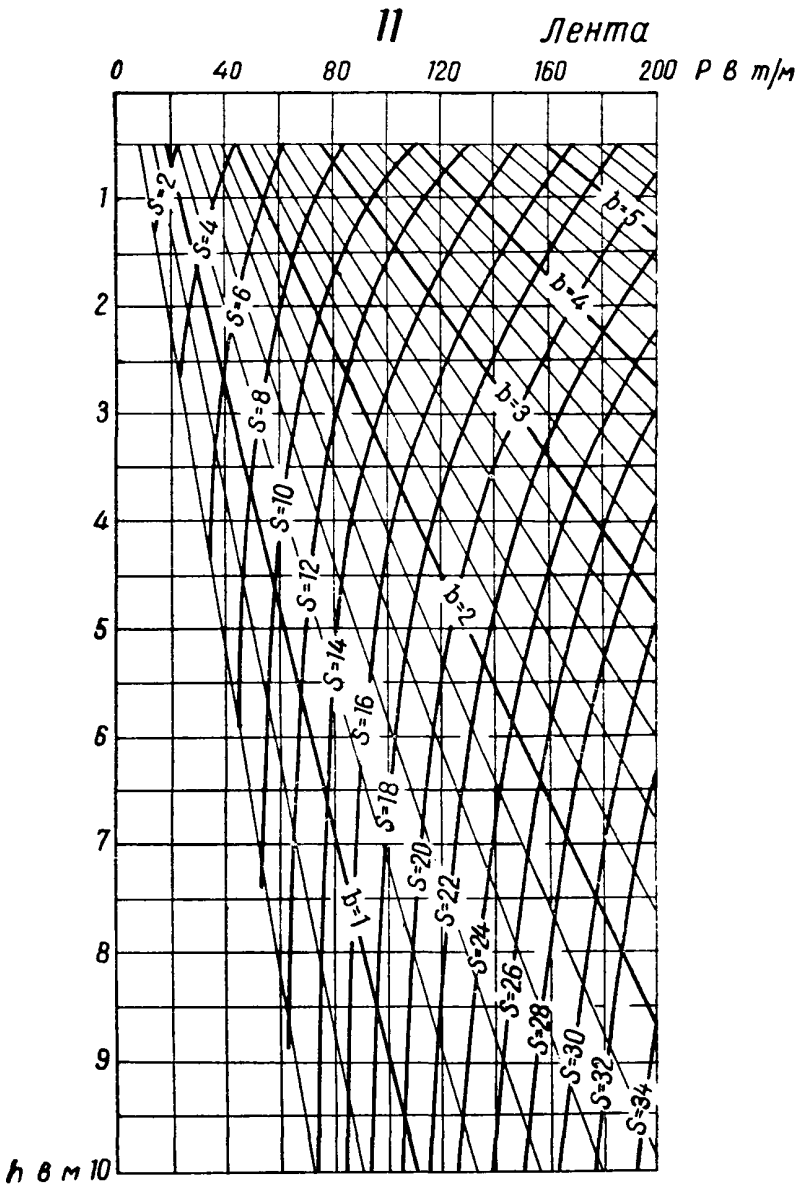

Квадрат 8
0 200 400 600 800 1000 P в т
h в м 10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11

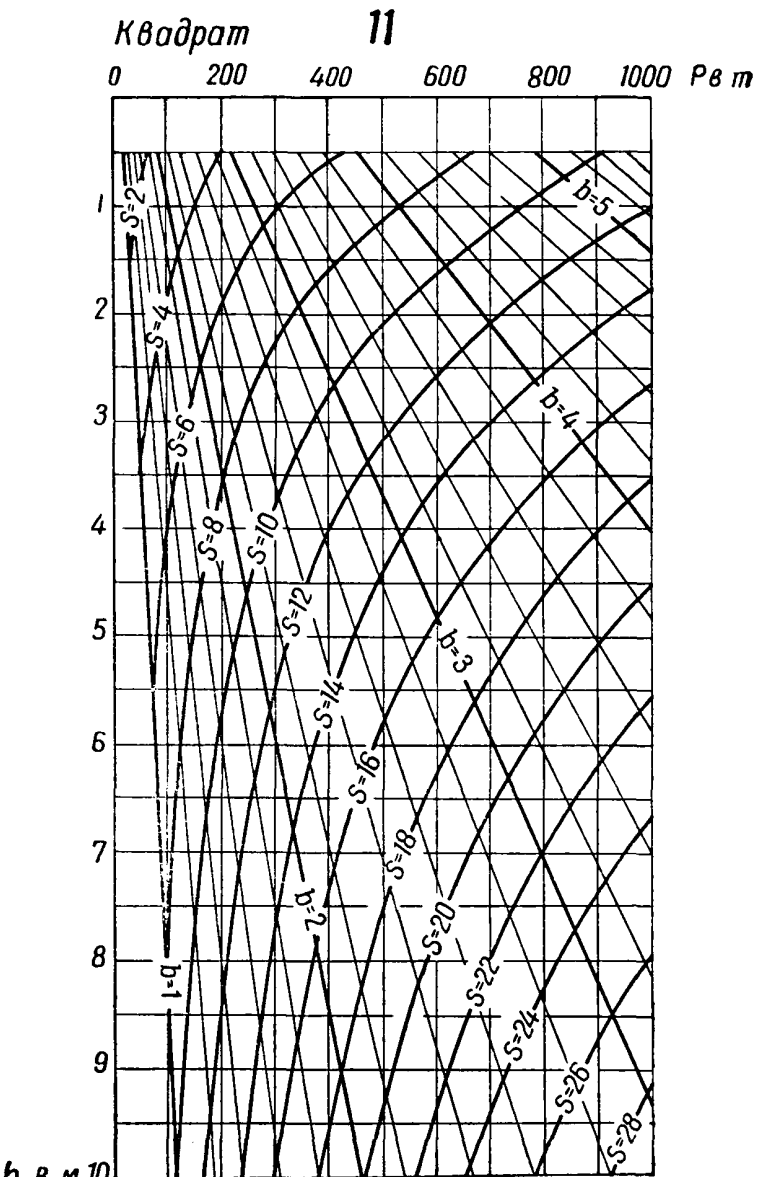

9
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12

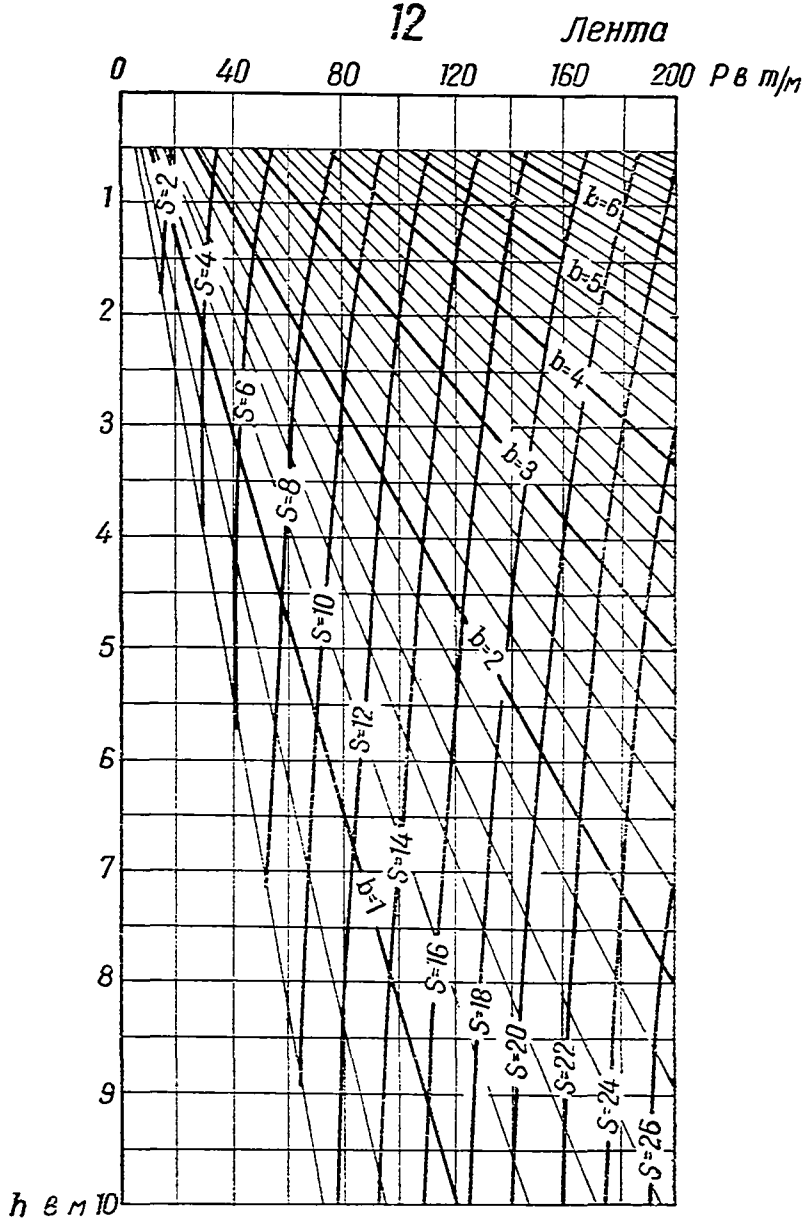

Квадрат
9
0
200
400
600
800
1000
P в т
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11

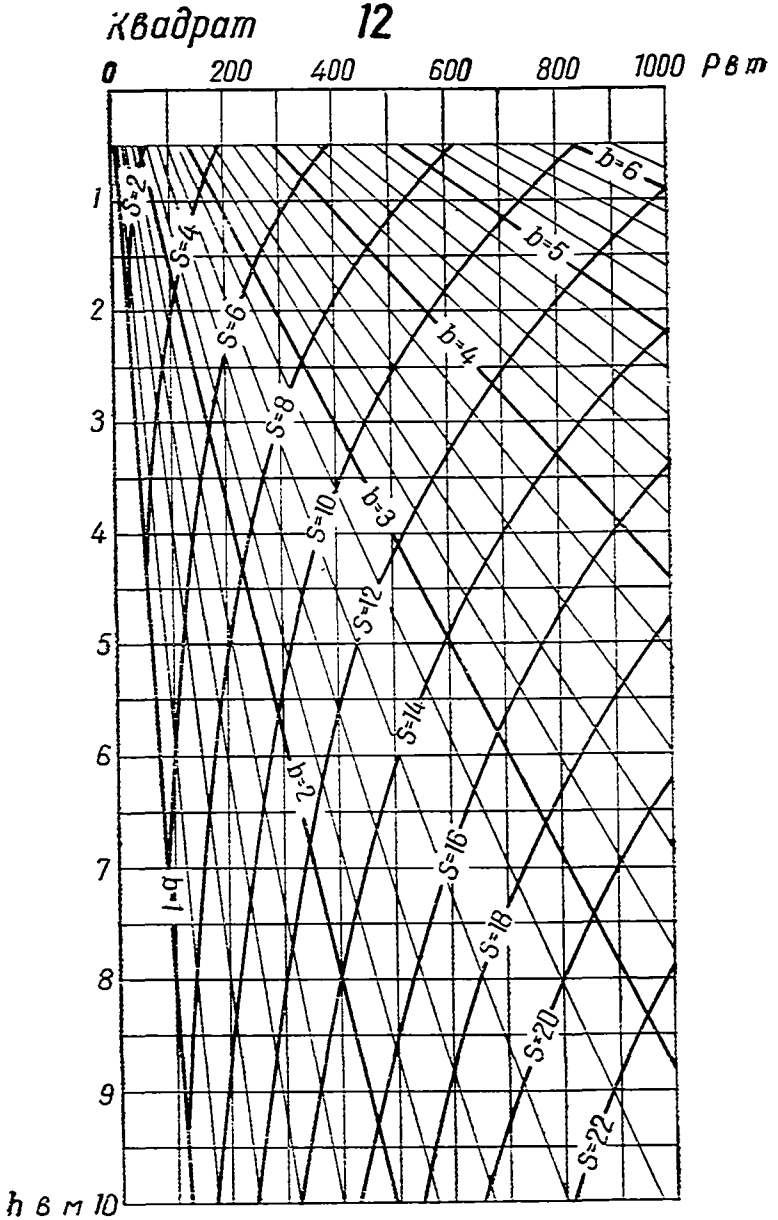

10
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
10
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12
S=14
S=16
S=18
S=20
S=22


Квадрат
10
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
10
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12
S=14
S=16
S=18
S=20
S=22

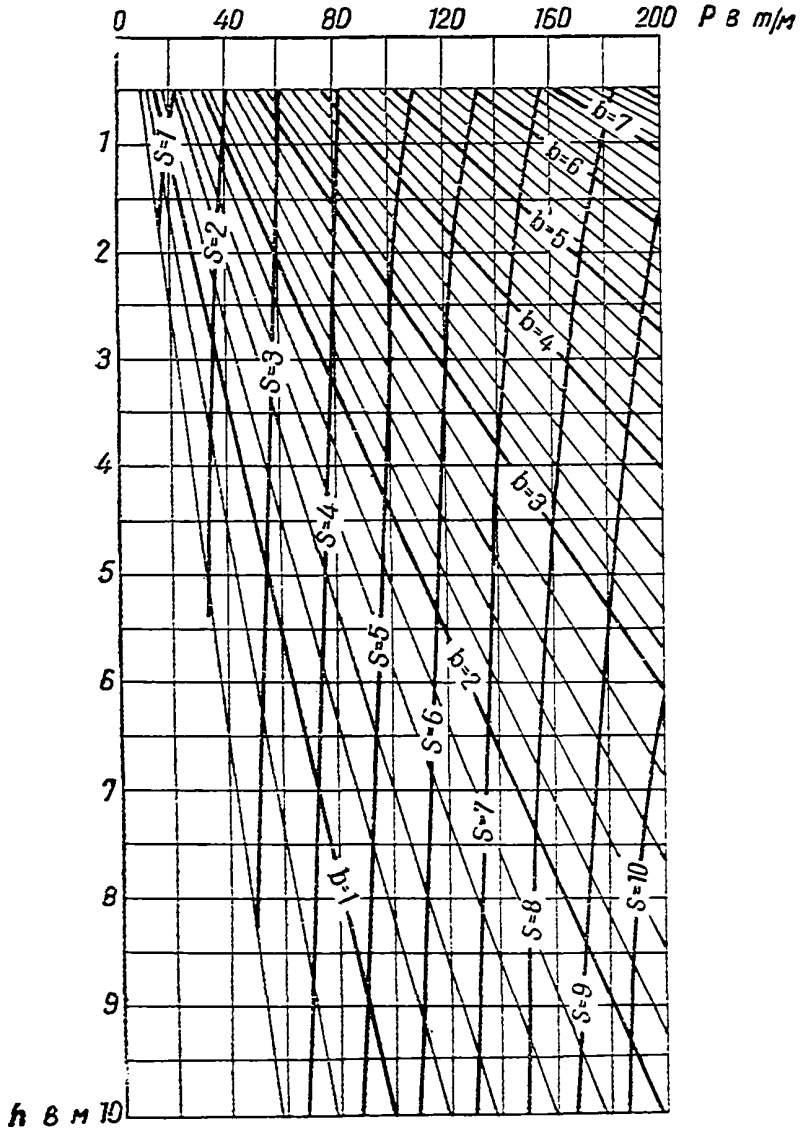

11
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12
S=14
S=16
S=18
S=20
S=22
S=24
S=26
S=28
S=30
S=32
S=34


Квадрат
11
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12
S=14
S=16
S=18
S=20
S=22
S=24
S=26
S=28

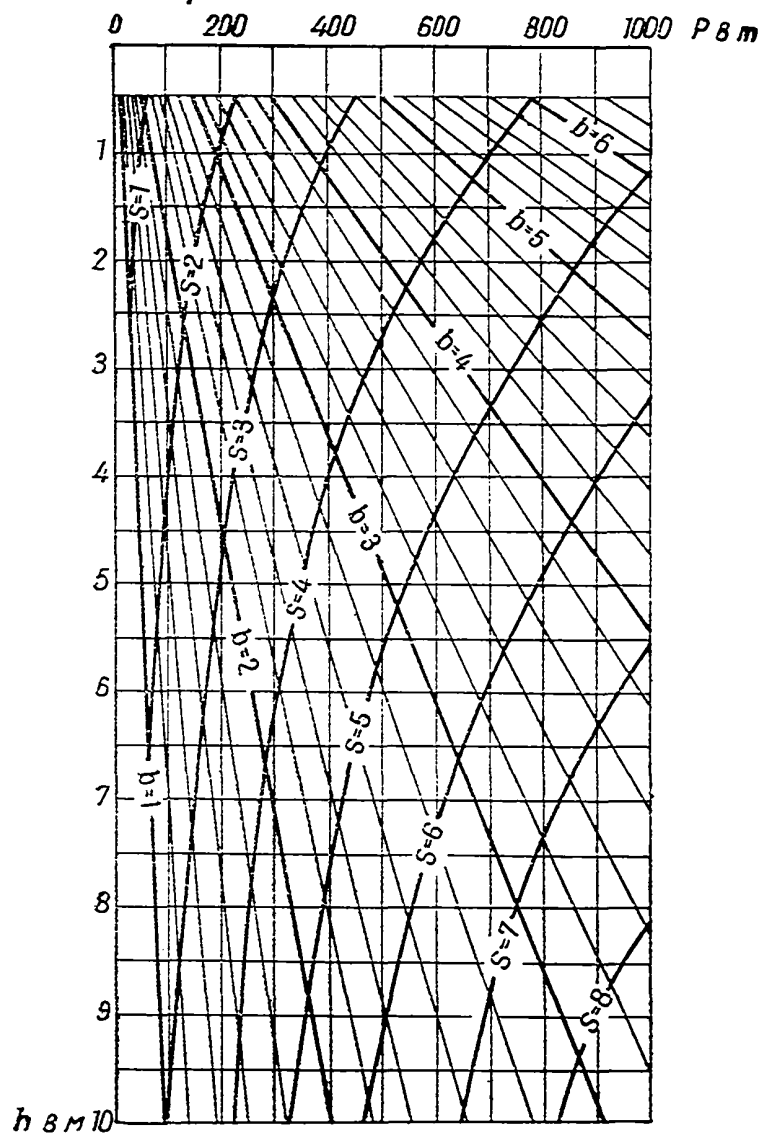

12
Лента
0
40
80
120
160
200
Рв т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12
S=14
S=16
S=18
S=20
S=22
S=24
S=26
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6

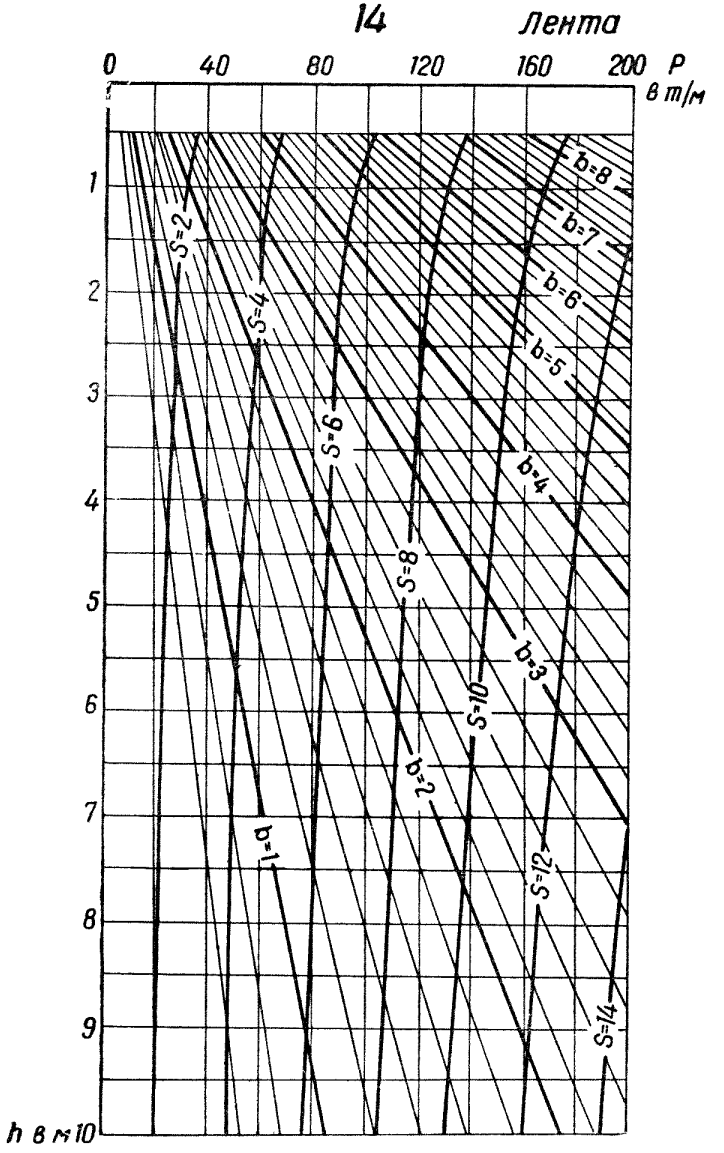

Квадрат
12
0
200
400
600
800
1000
Рв т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12
S=14
S=16
S=18
S=20
S=22
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6

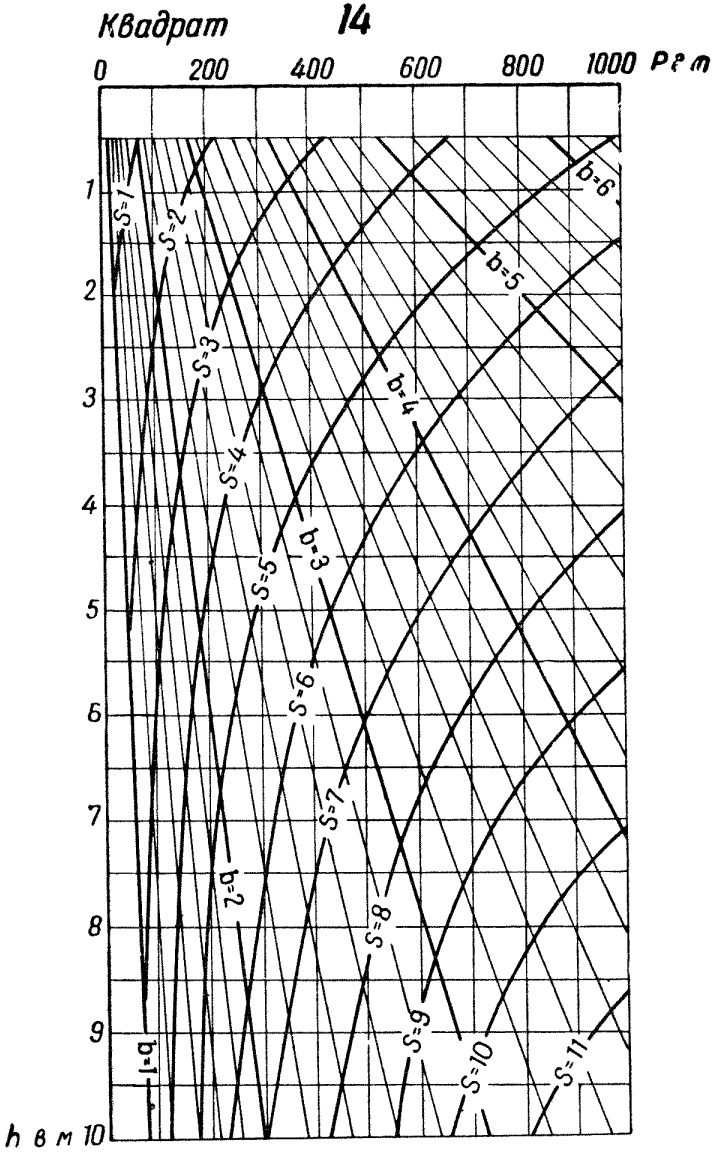
13 Лента

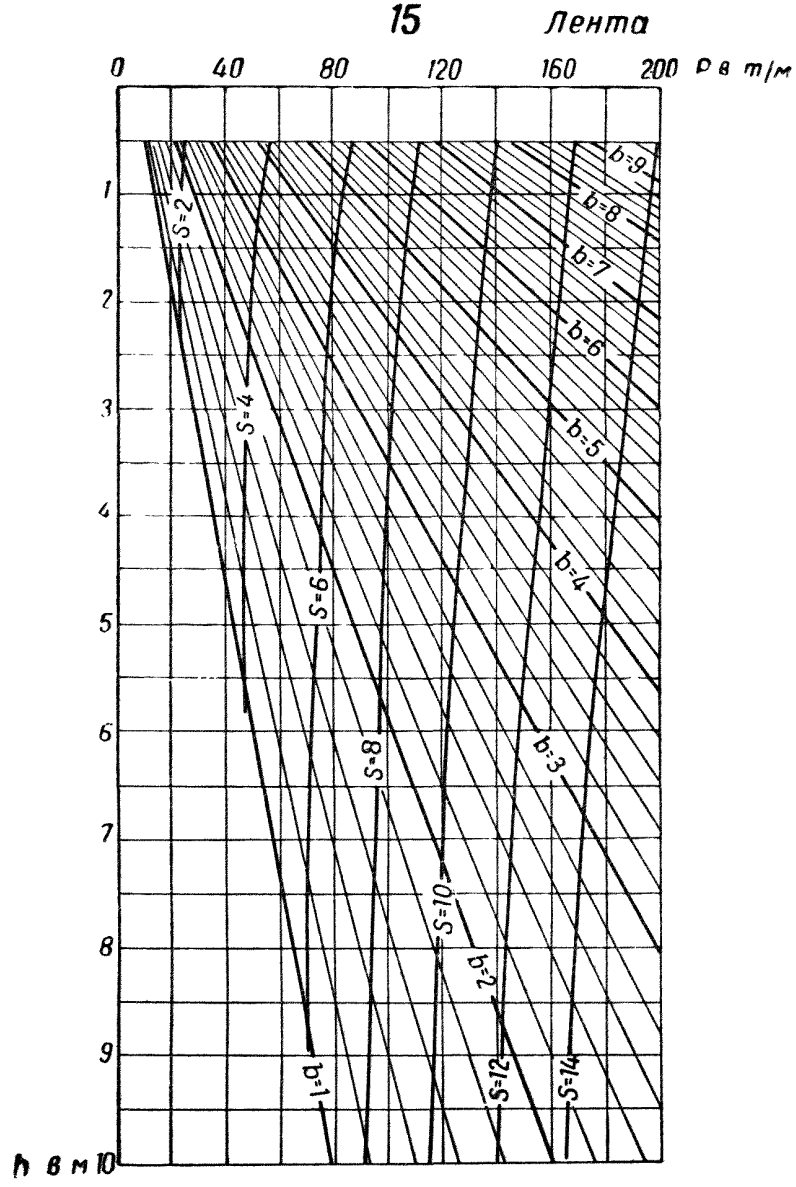


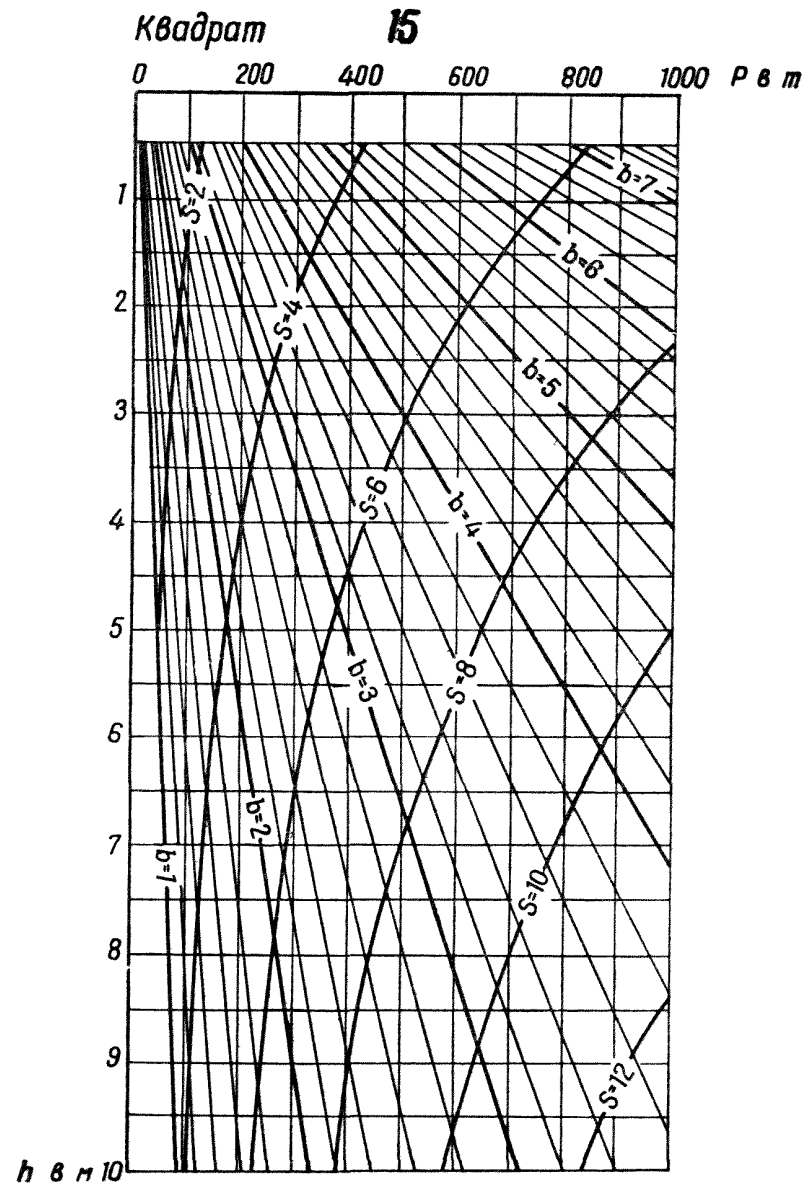

Квадрат 13

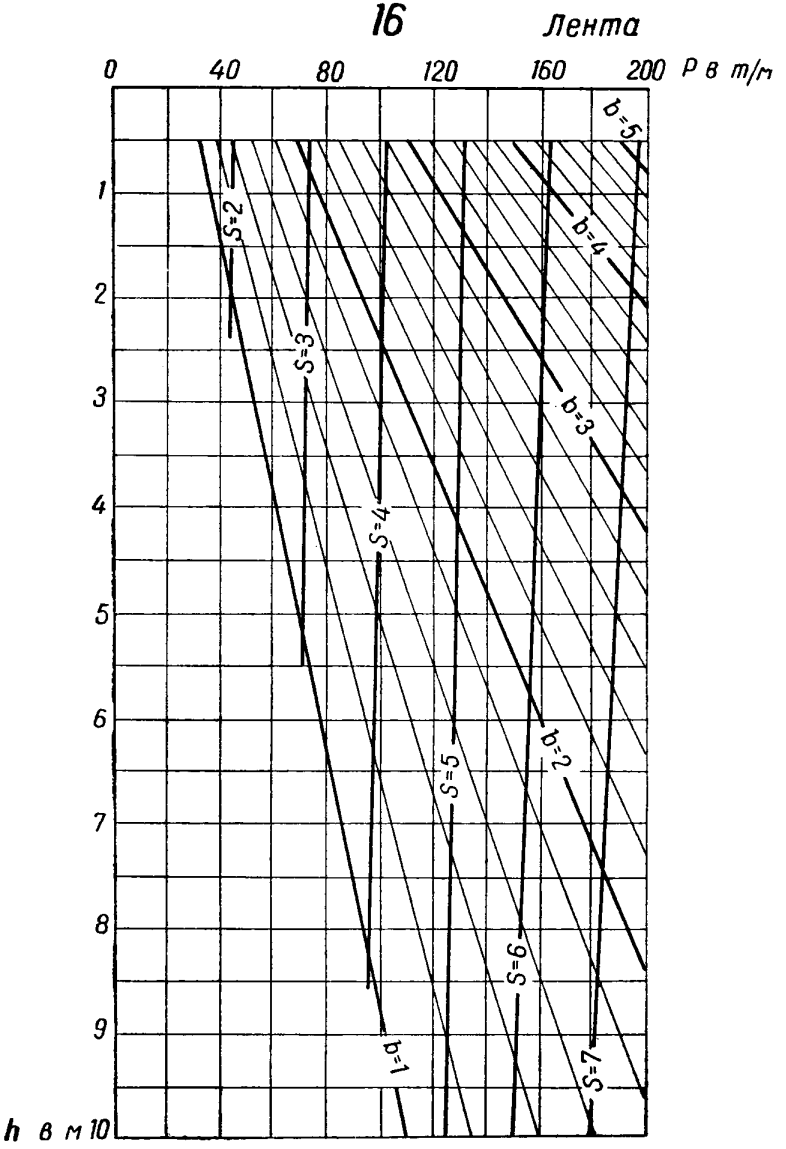


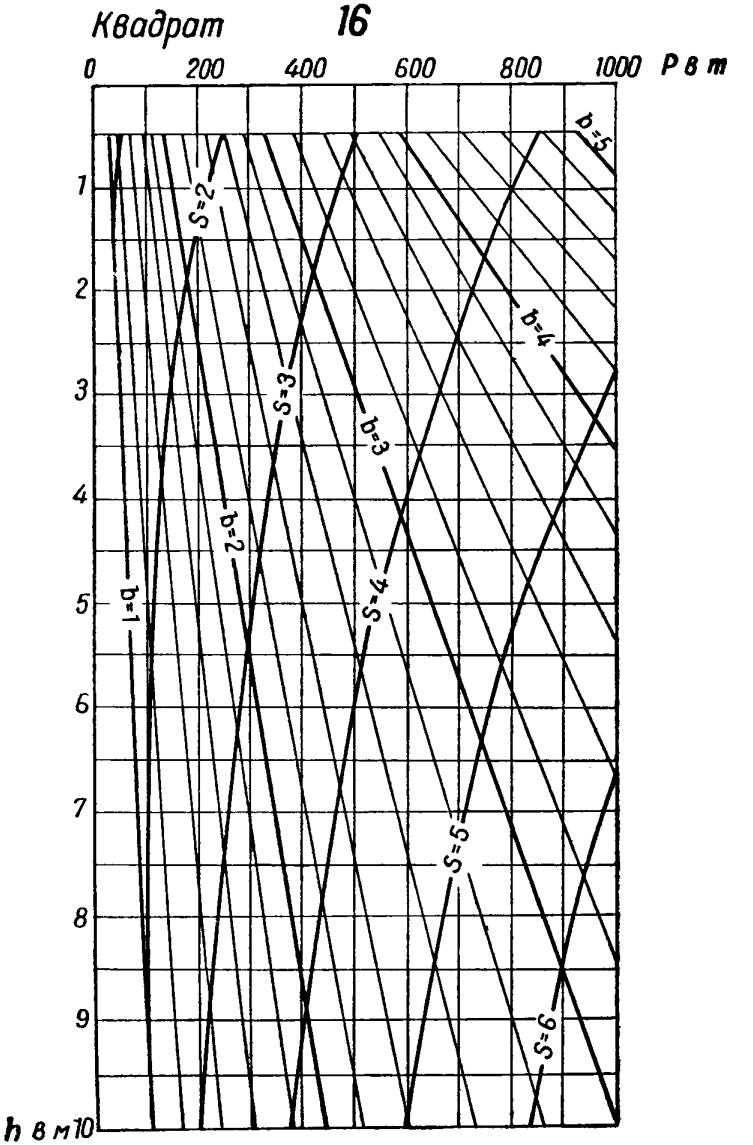

14
Лента
0
40
80
120
160
200
P
в т/м
b=8
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12
S=14
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м 10

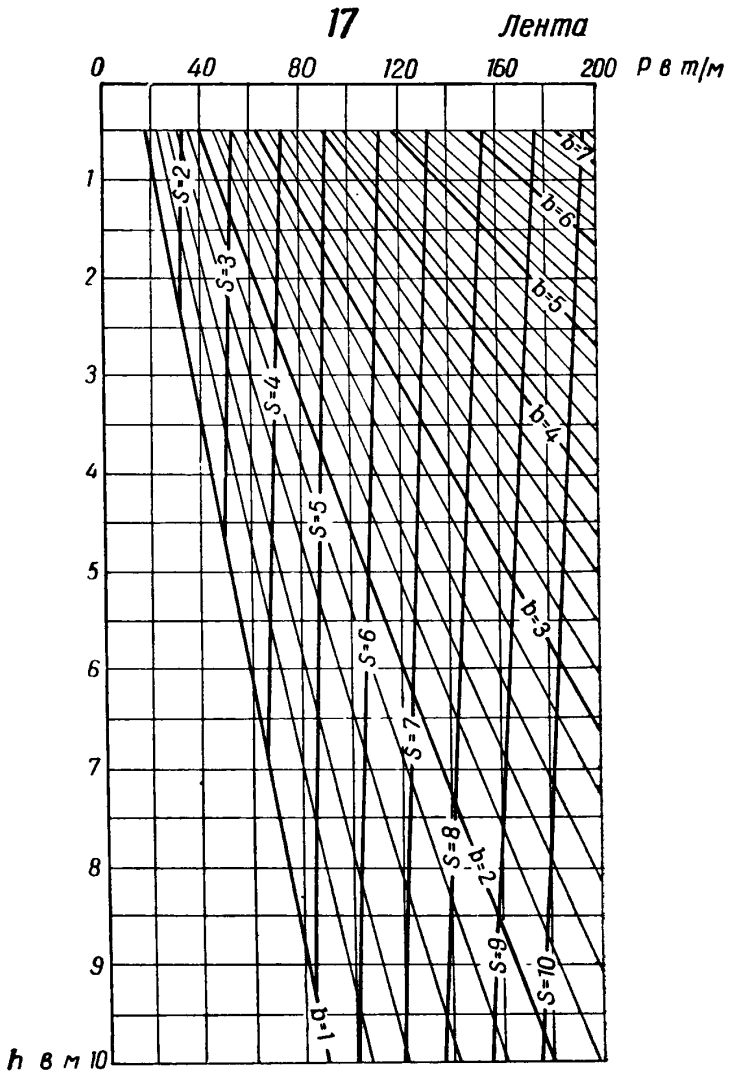

Квадрат
14
0
200
400
600
800
1000
P в т
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м 10

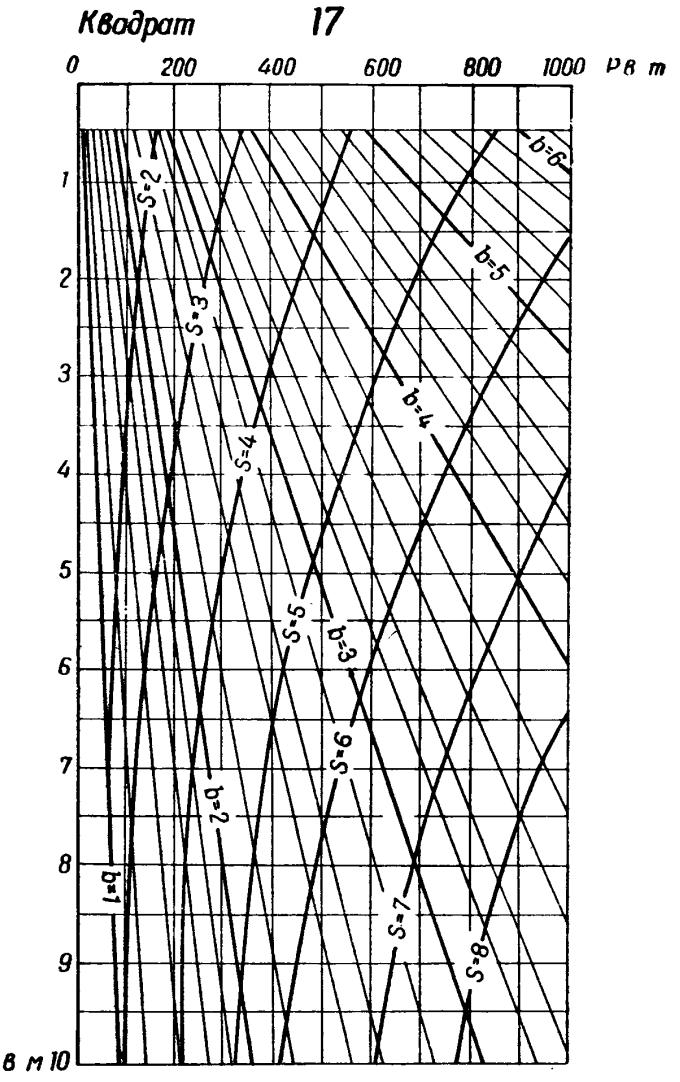

15 Лента
0 40 80 120 160 200 P в т/м
h в м
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
b=9
b=8
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12
S=14

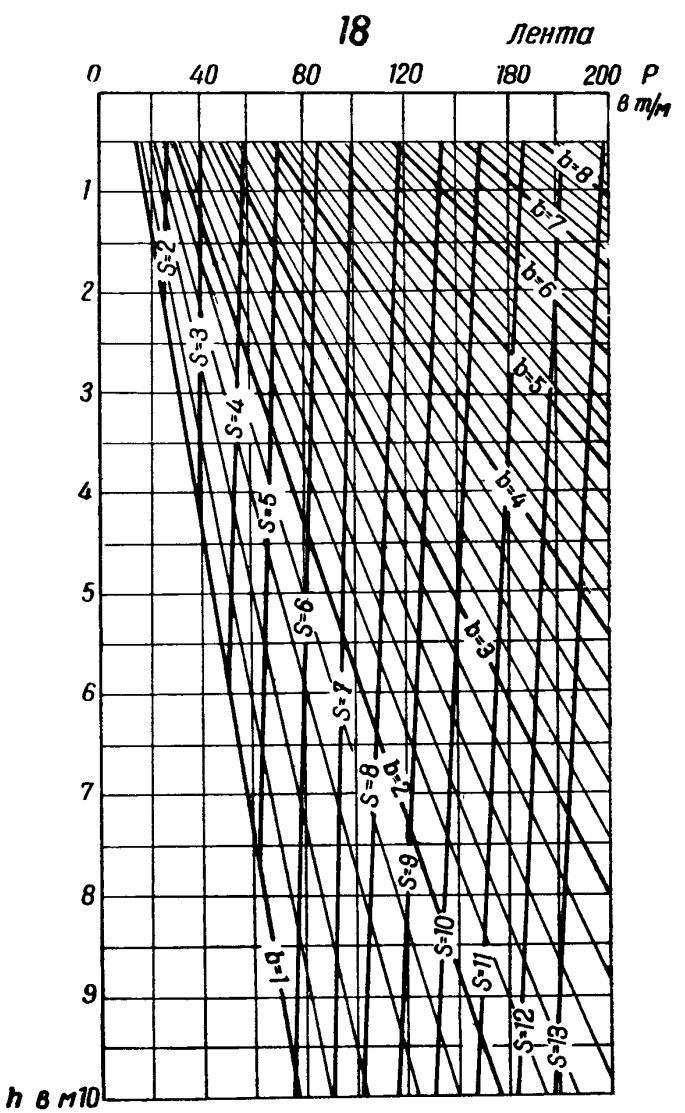

Квадрат 15
0 200 400 600 800 1000 P в т
h в м
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=4
S=6
S=8
S=10
S=12

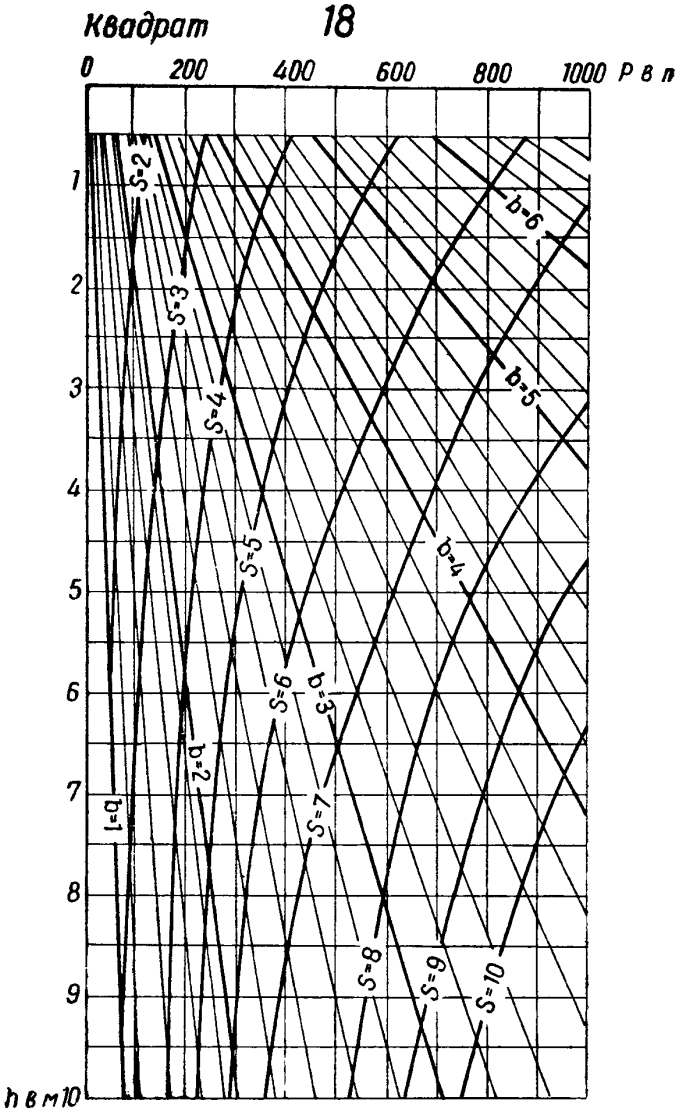

16
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
10
1
2
3
4
5
6
7
8
9
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7

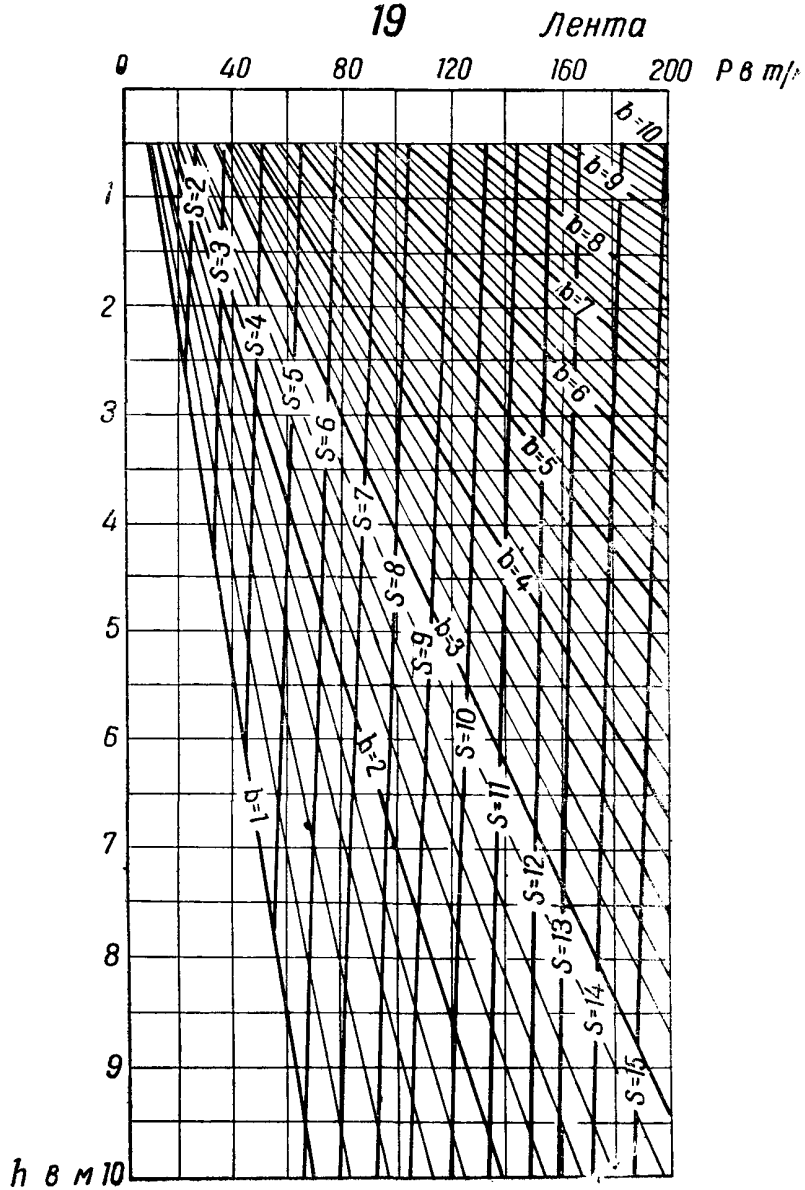

Квадрат
16
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
10
1
2
3
4
5
6
7
8
9
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6

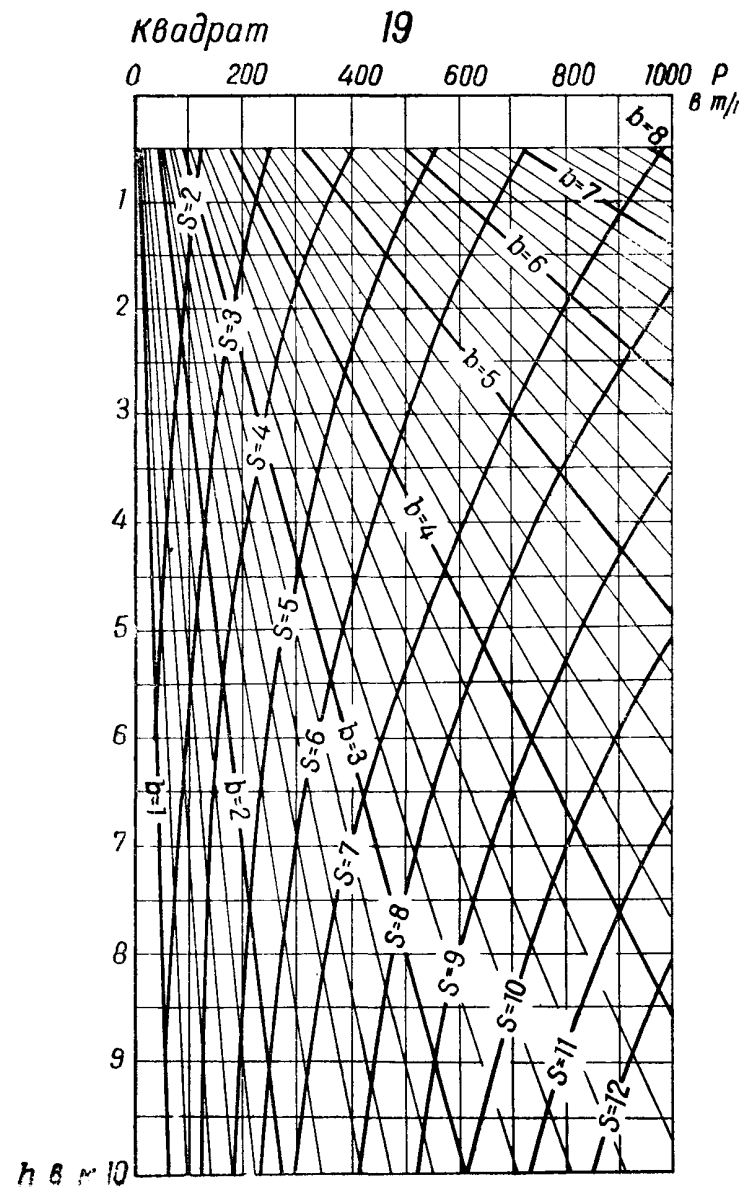

17
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10


Квадрат
17
0
200
400
600
800
1000
P в т
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
в м
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

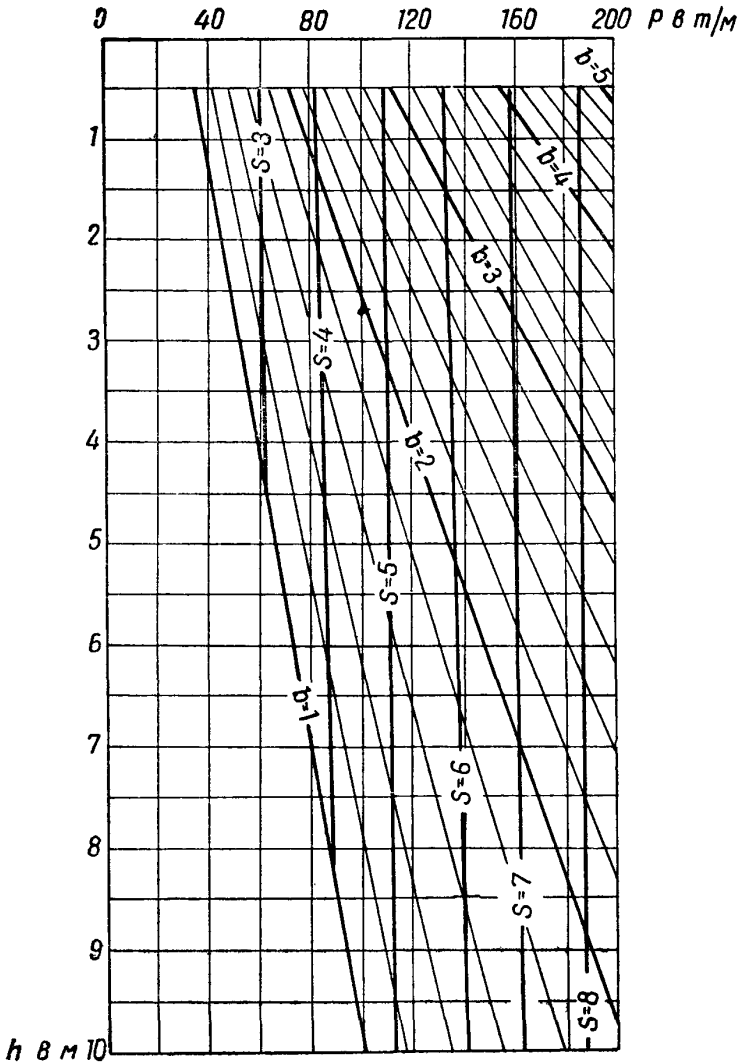

18
Лента
0
40
80
120
180
200
P
в т/м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м10
b=8
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13


Квадрат
18
0
200
400
600
800
1000
P в т
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м10
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10

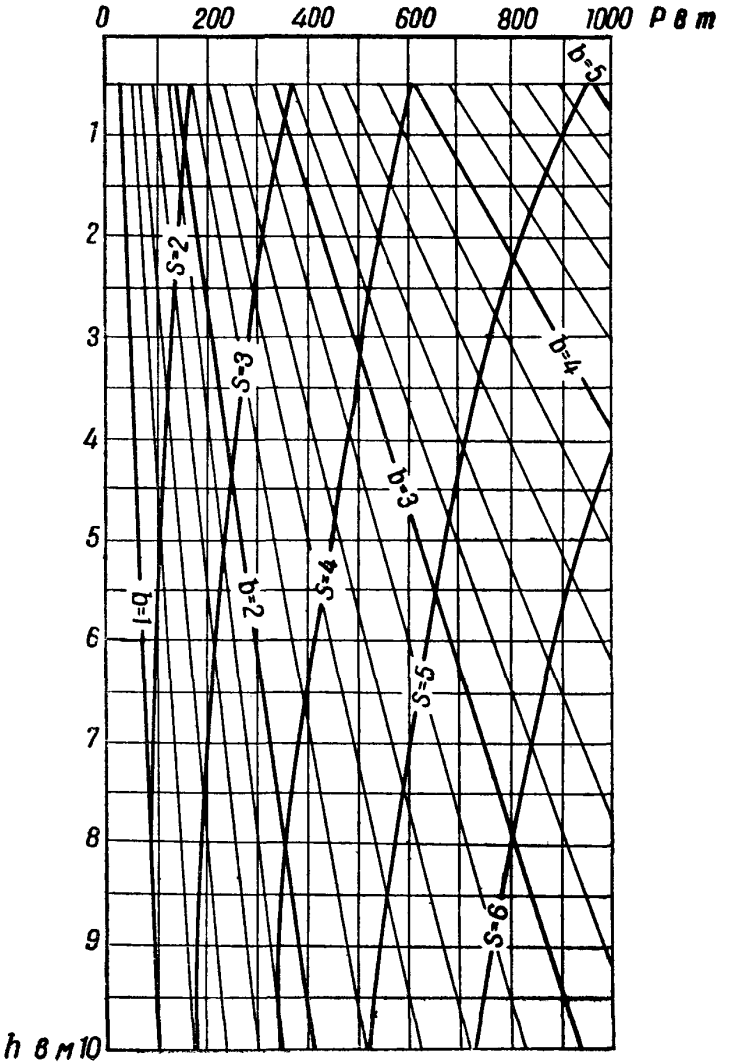

19
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
b=10
b=9
b=8
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13
S=14
S=15
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м

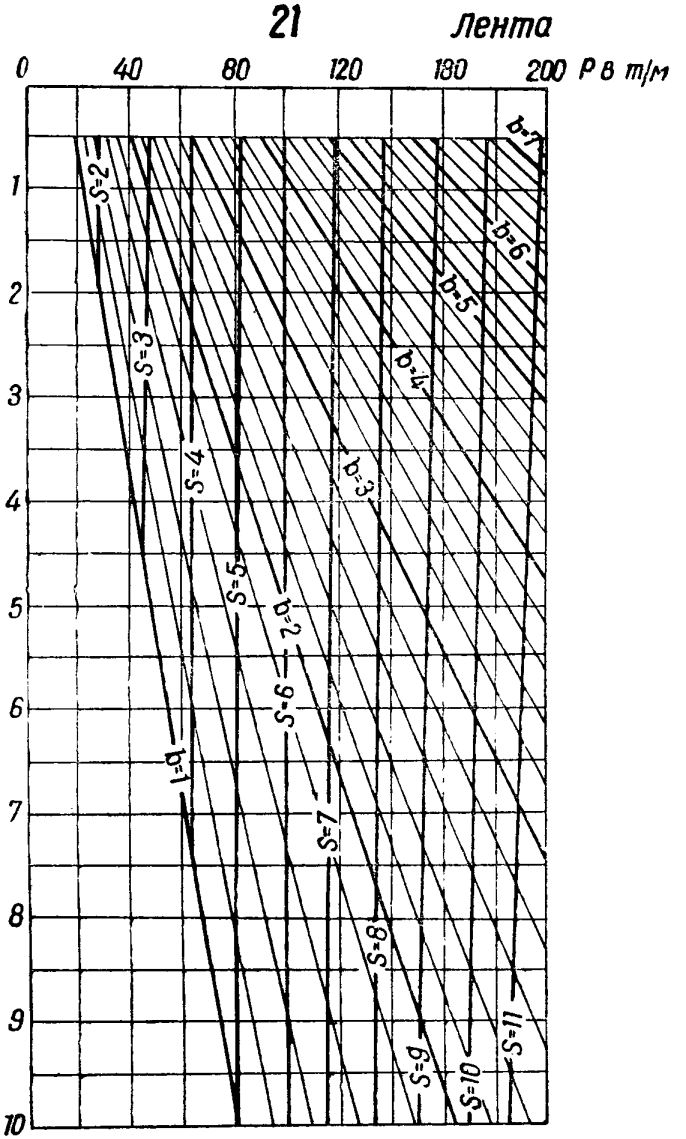

Квадрат
19
0
200
400
600
800
1000
P
в т/м
b=8
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м

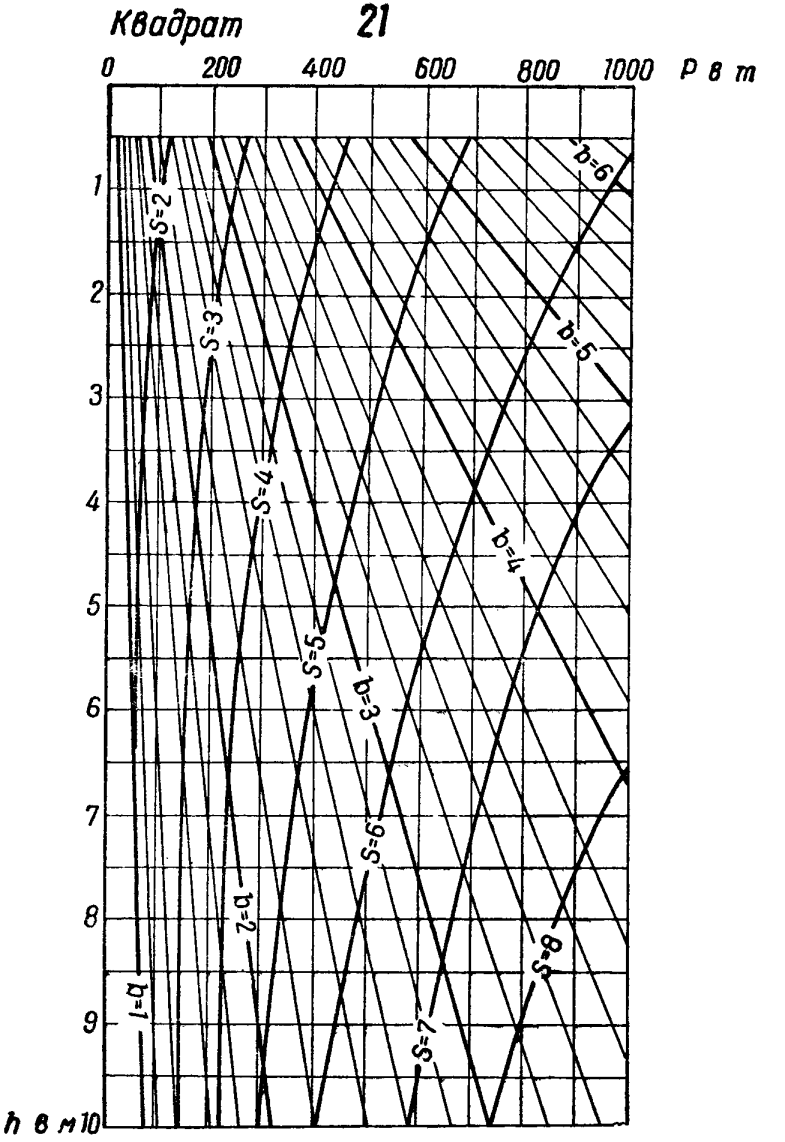
## 20 Лента

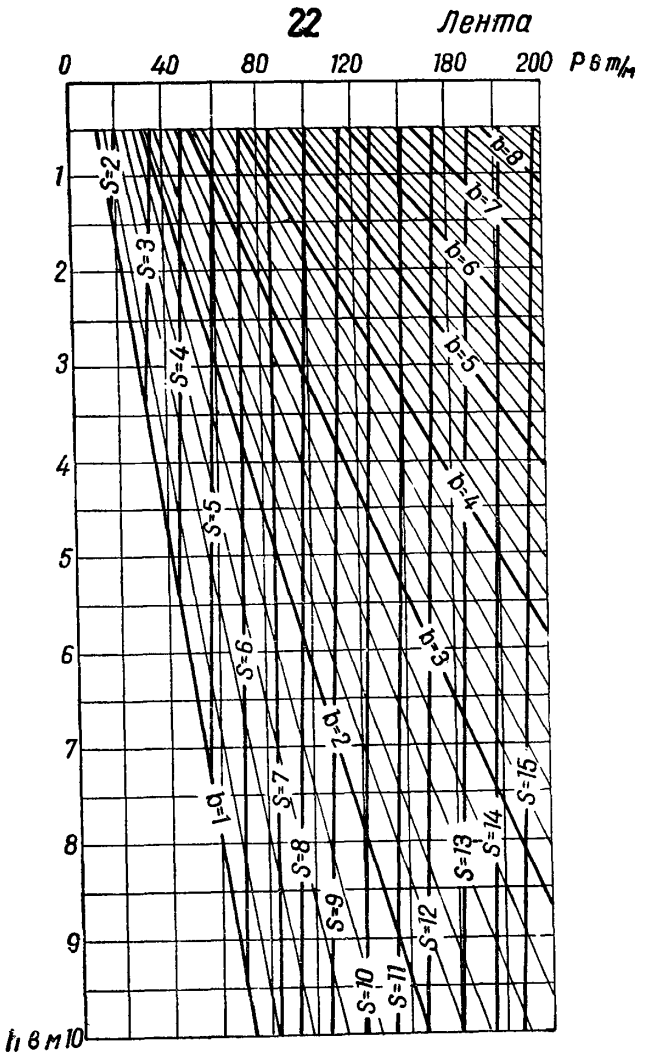


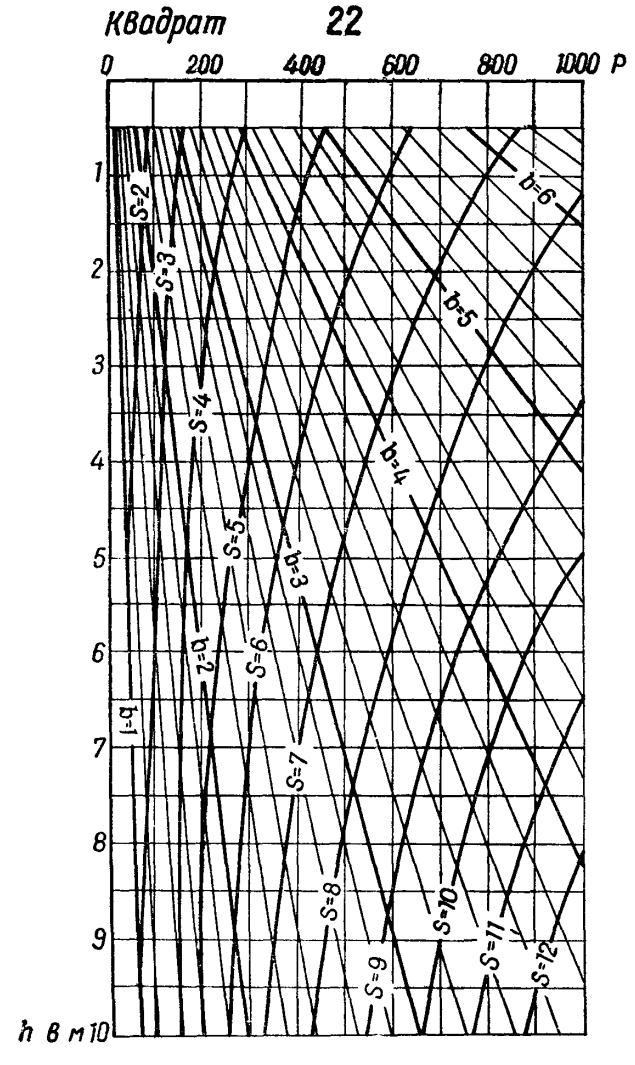

## Квадрат 20

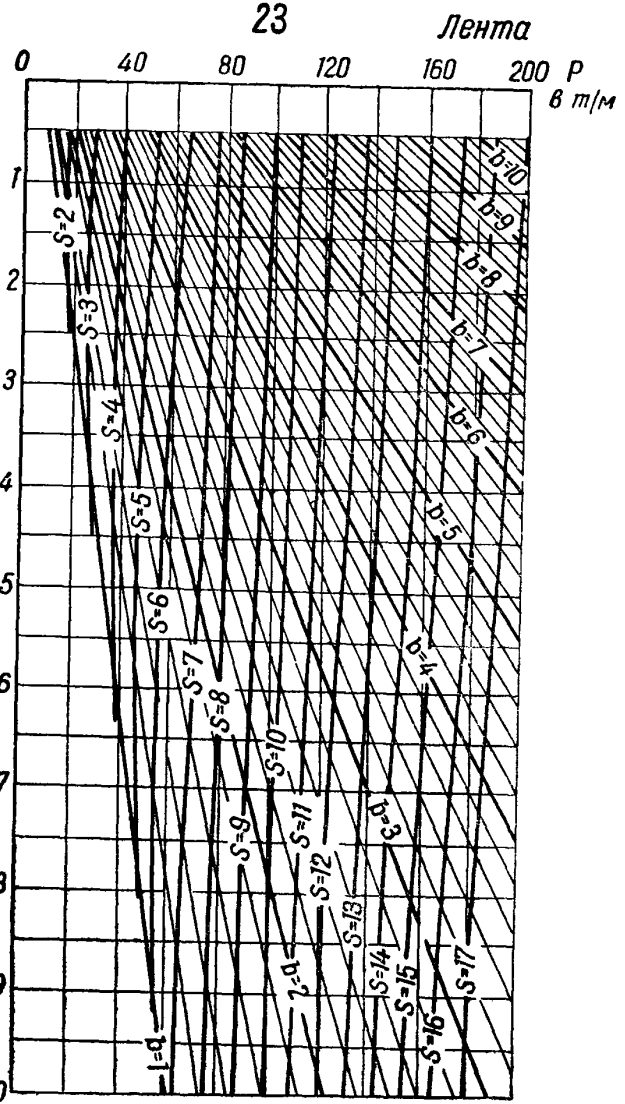


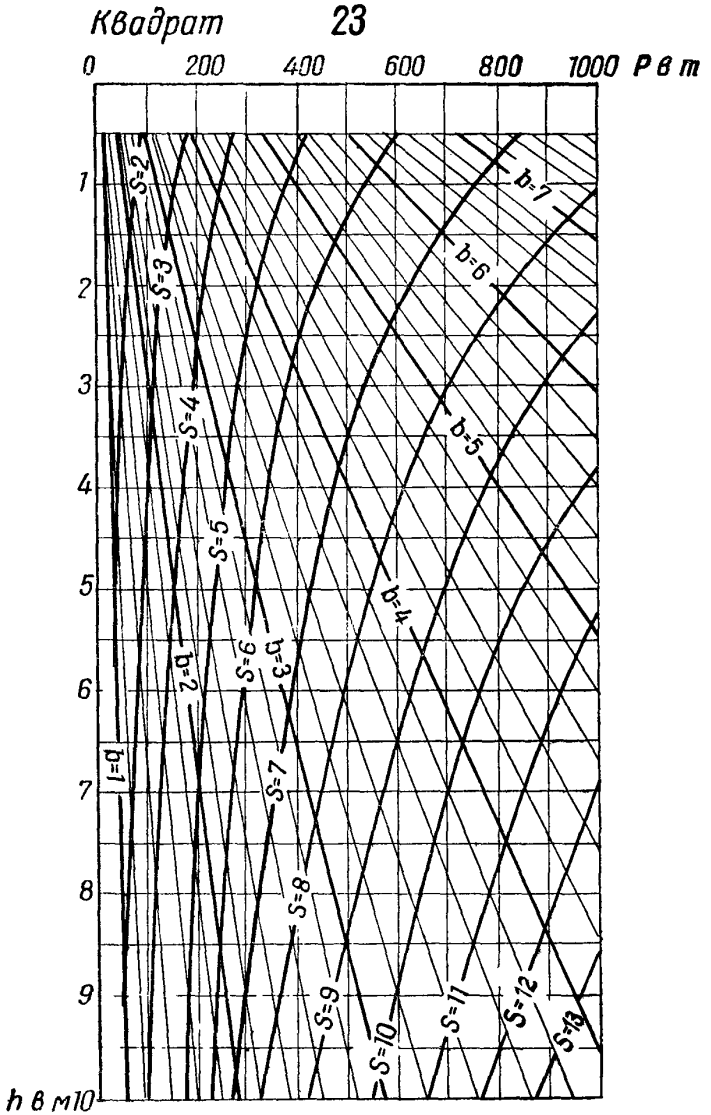

21
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11

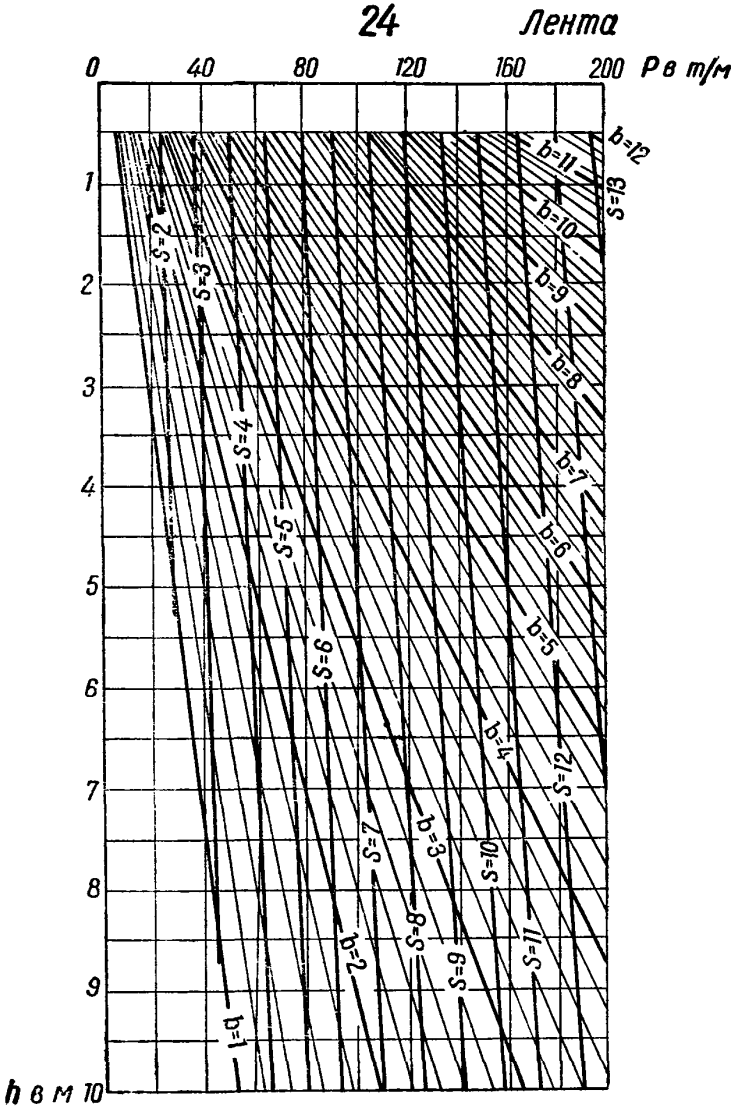

Квадрат
21
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

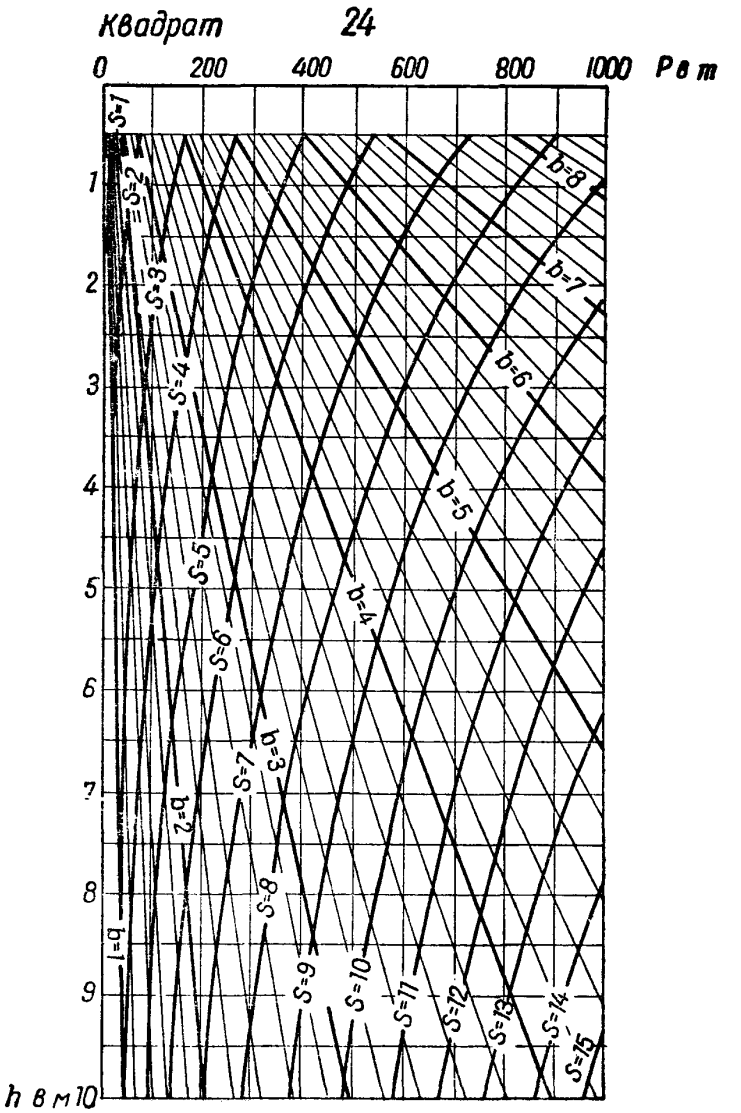

22
Лента
0
40
80
120
180
200
P в т/м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
b=7
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13
S=14
S=15

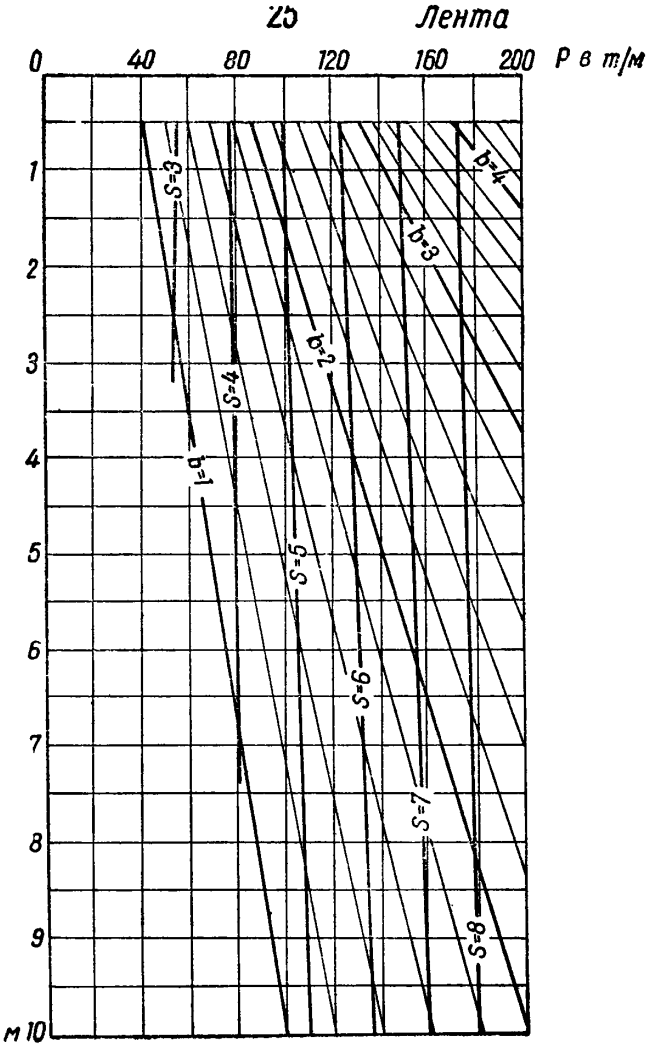

Квадрат
22
0
200
400
600
800
1000
P
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
h в м
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12

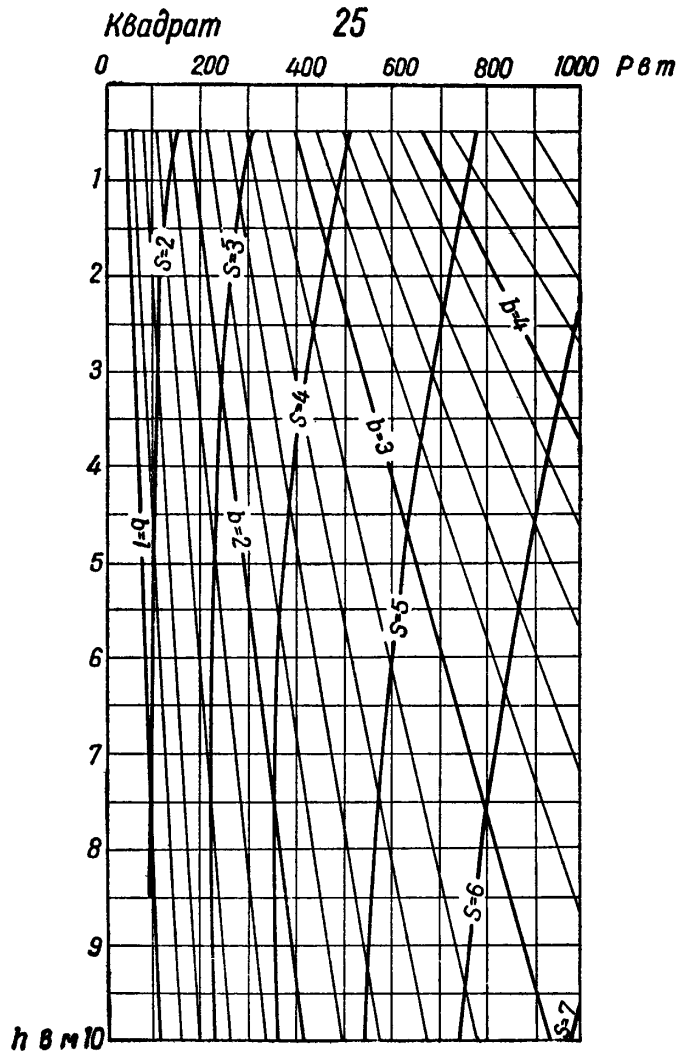

23
Лента
0
40
80
120
160
200 P
в т/м
h в м
10
1
2
3
4
5
6
7
8
9
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
b=7
b=8
b=9
b=10
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13
S=14
S=15
S=16
S=17

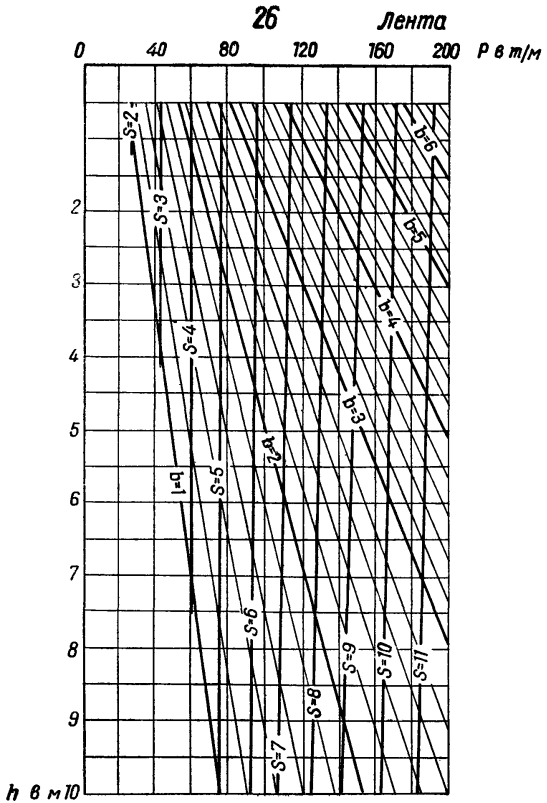

Квадрат
23
0
200
400
600
800
1000 P в т
h в м
10
1
2
3
4
5
6
7
8
9
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
b=7
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13

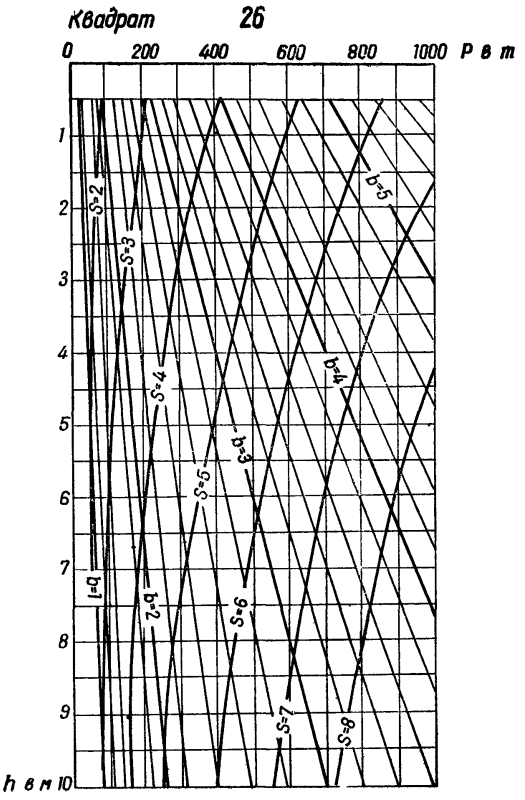

24 Лента
0 40 80 120 160 200 Рв т/м
h в м 10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
b=7
b=8
b=9
b=10
b=11
b=12
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13

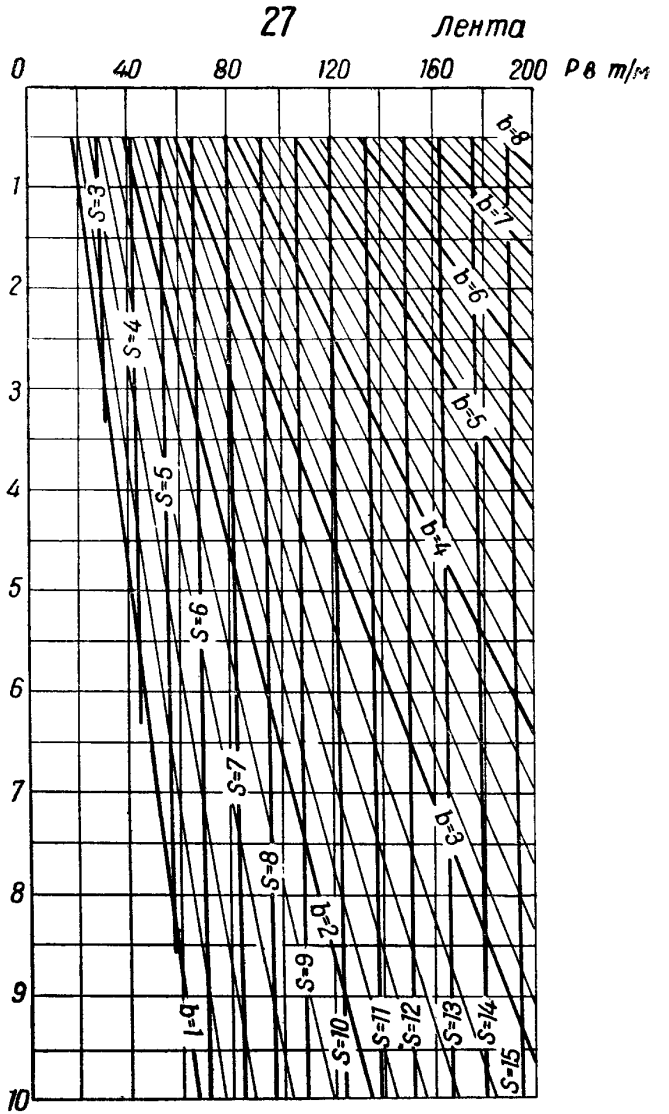

Квадрат 24
0 200 400 600 800 1000 Рв т
h в м 10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
b=7
b=8
S=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13
S=14
S=15

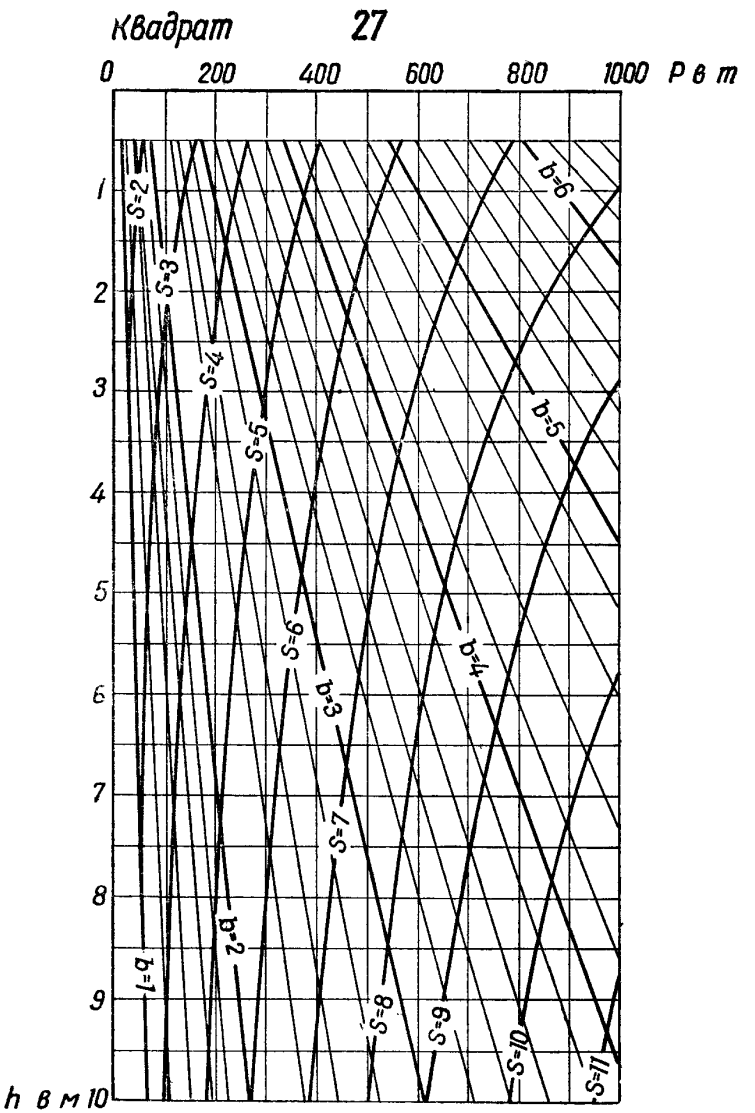

25 Лента
0 40 80 120 160 200 P в т/м
h в м
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
b=1
b=2
b=3
b=4
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

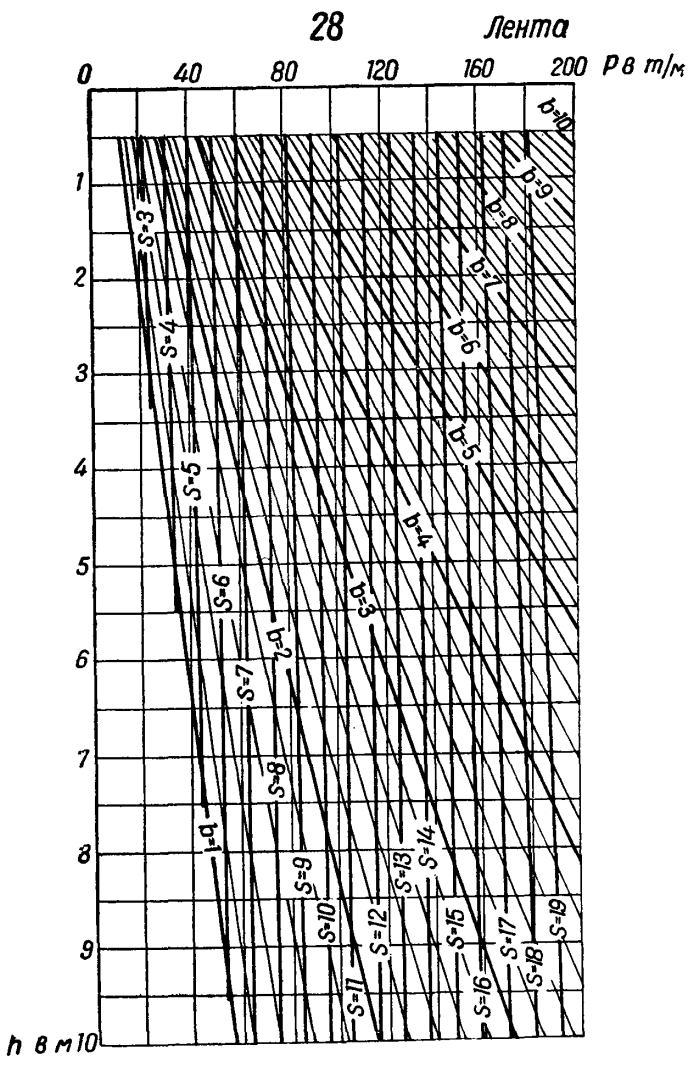

Квадрат 25
0 200 400 600 800 1000 P в т
h в м
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
b=1
b=2
b=3
b=4
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7

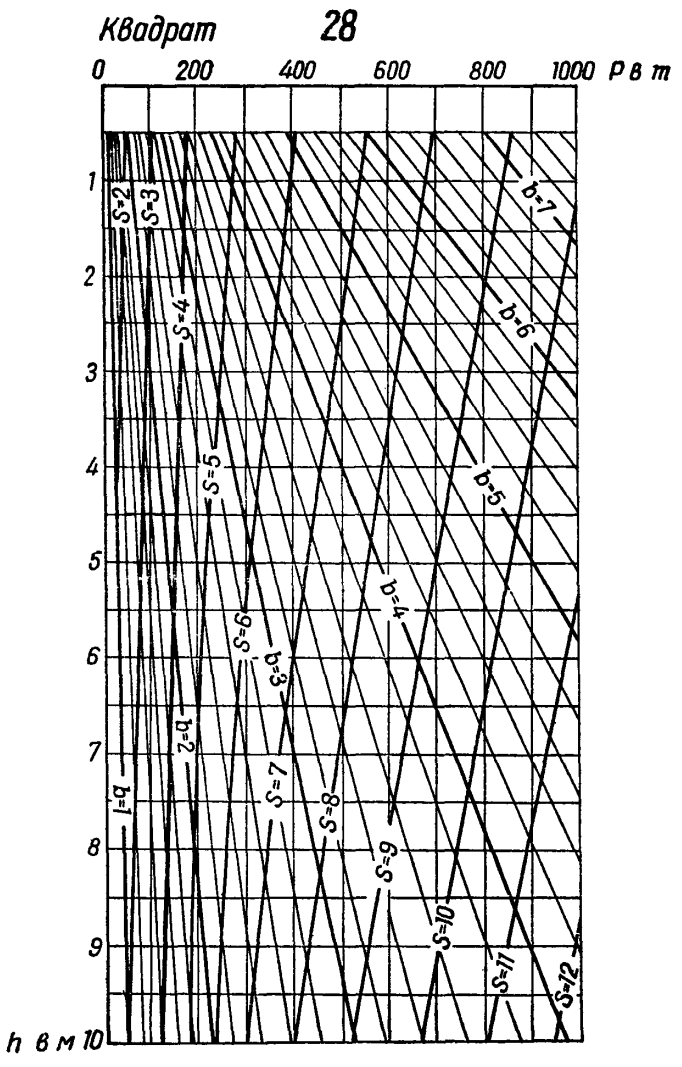

26
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11

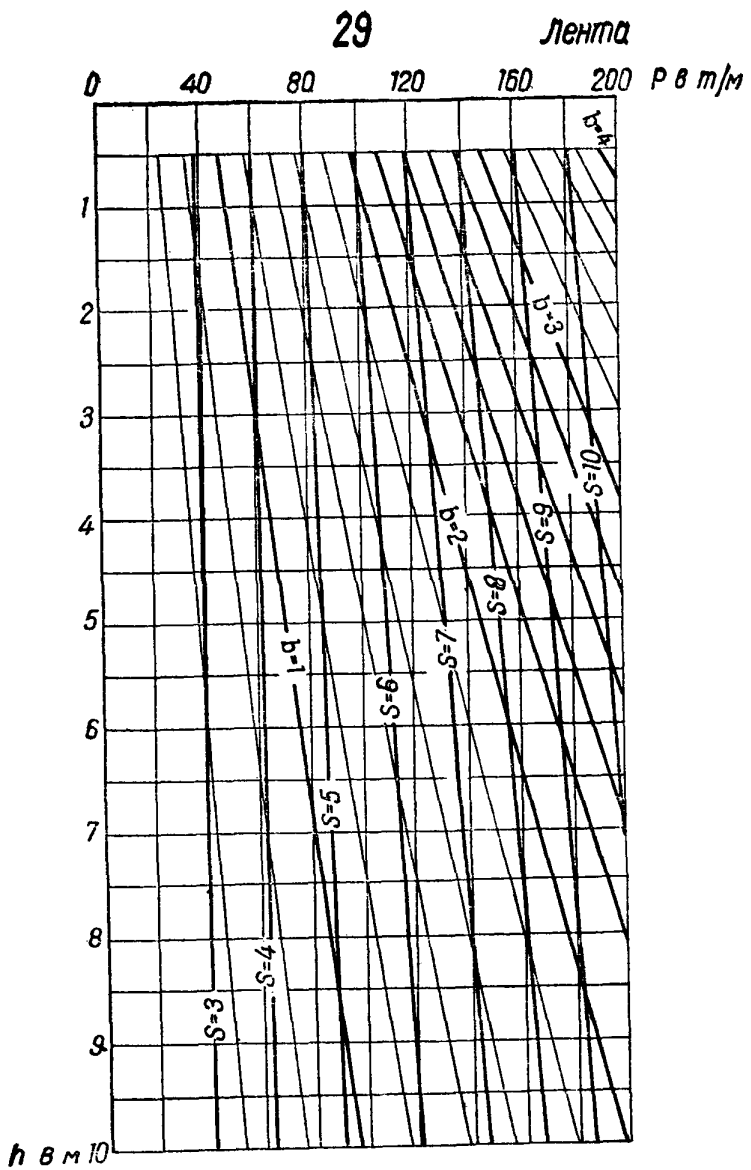

Квадрат
26
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

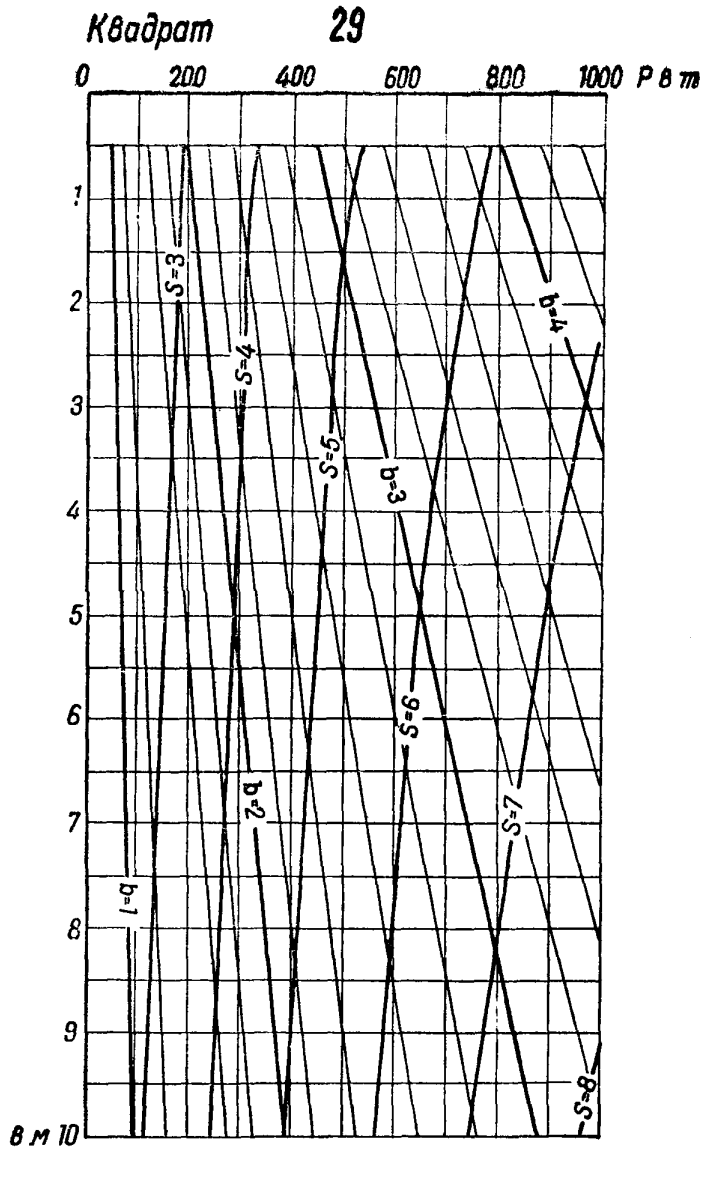

27
Лента
0
40
80
120
160
200
Рв т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=8
b=7
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13
S=14
S=15

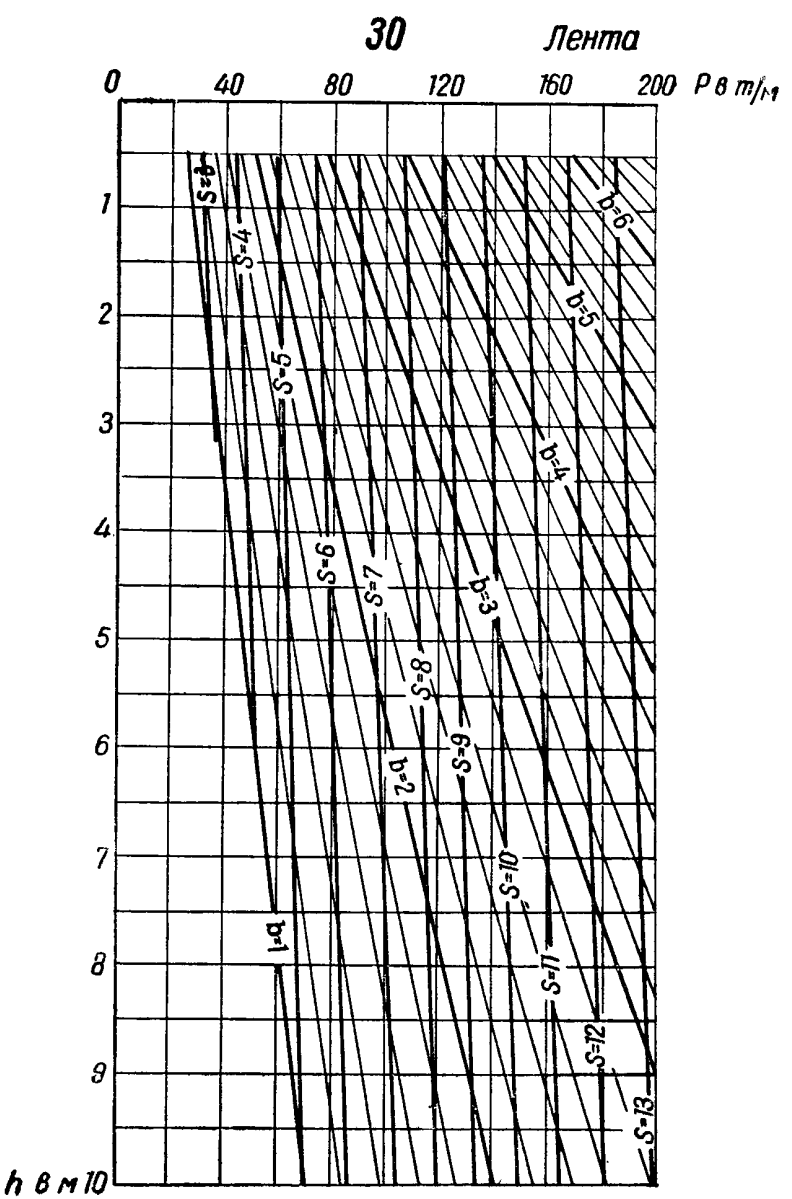

Квадрат
27
0
200
400
600
800
1000
Рв т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11

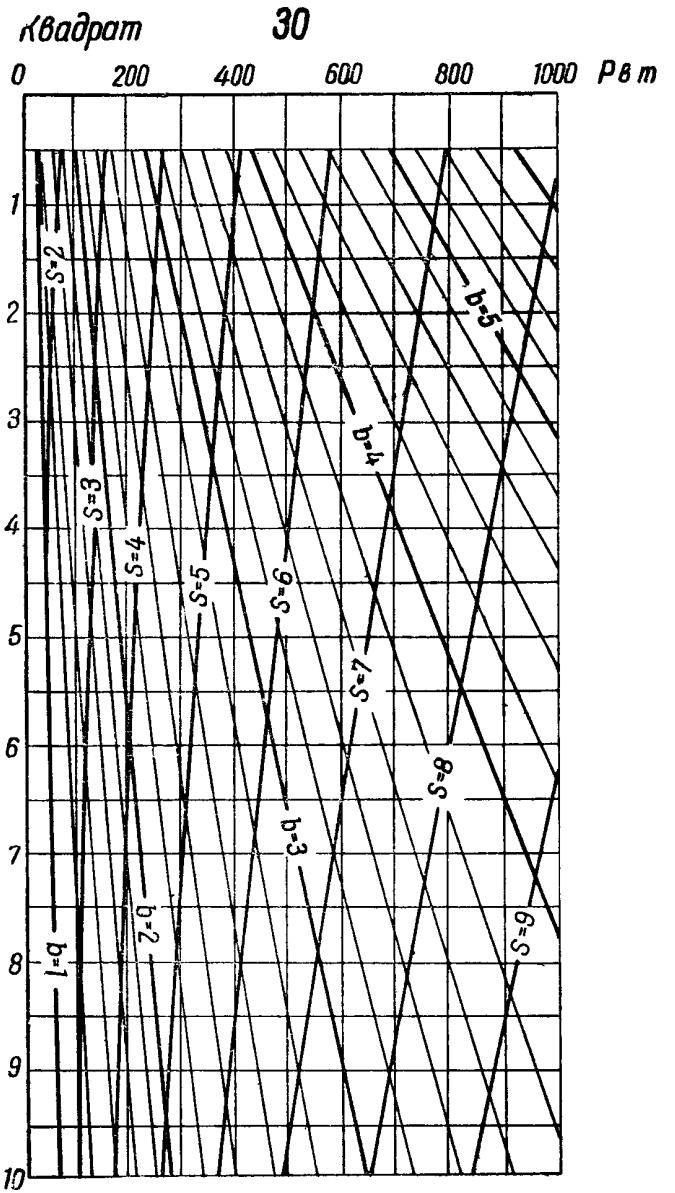

28
Лента
0
40
80
120
160
200
Рв т/м
h в м
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
b=7
b=8
b=9
b=10
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13
S=14
S=15
S=16
S=17
S=18
S=19

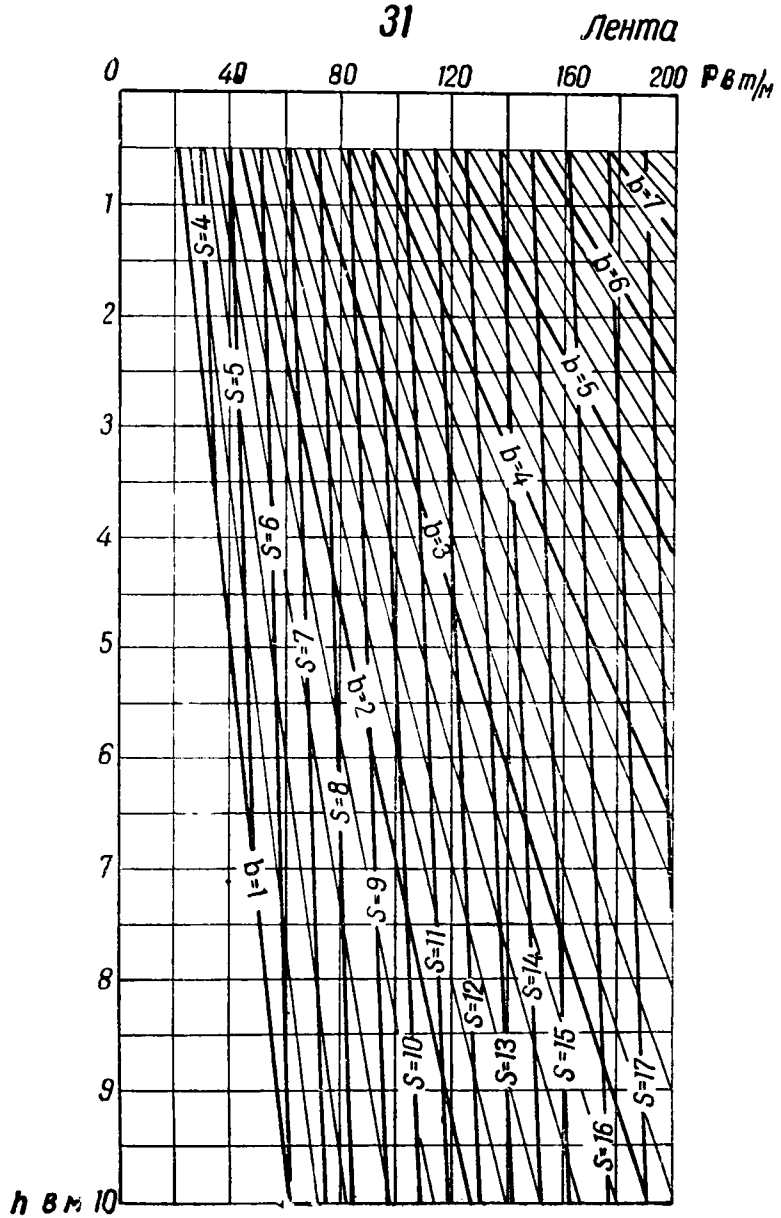

Квадрат
28
0
200
400
600
800
1000
Рв т
h в м
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
b=7
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12

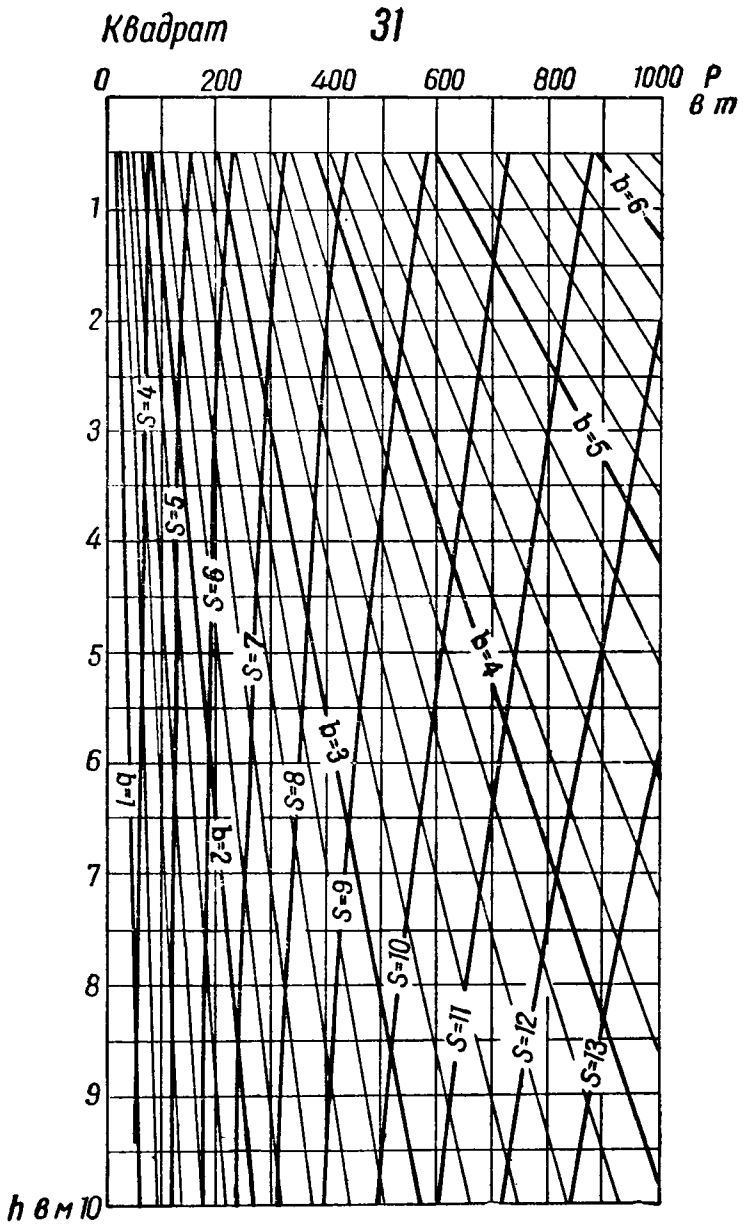

29
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10

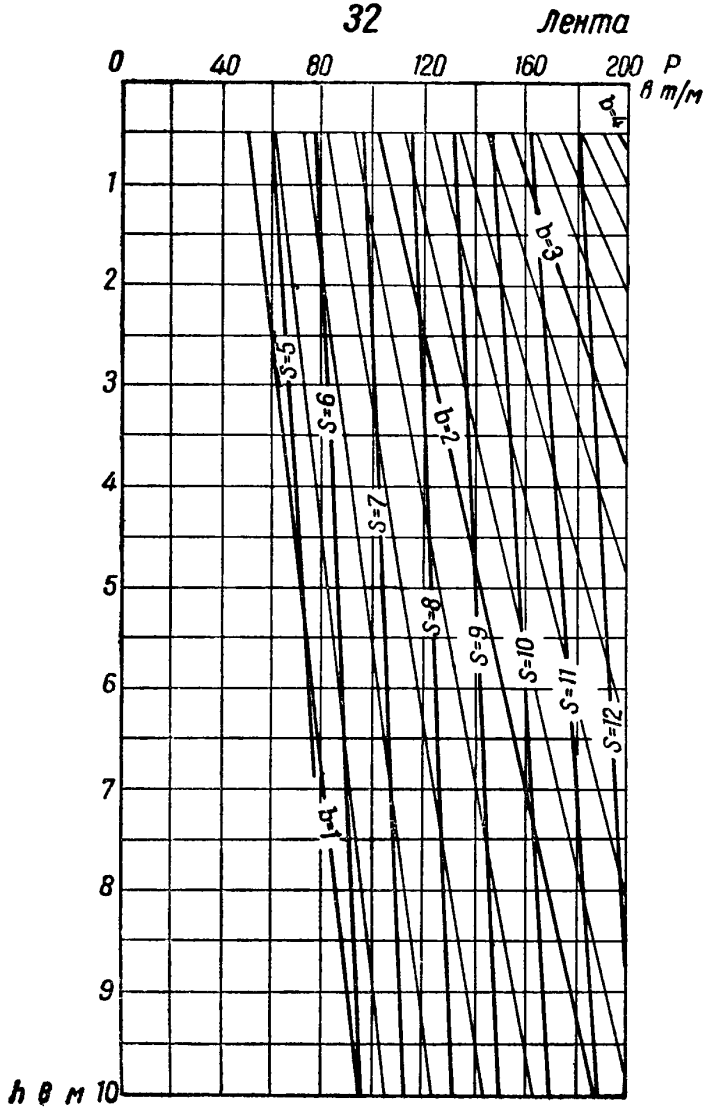

Квадрат
29
0
200
400
600
800
1000
P в т
в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8

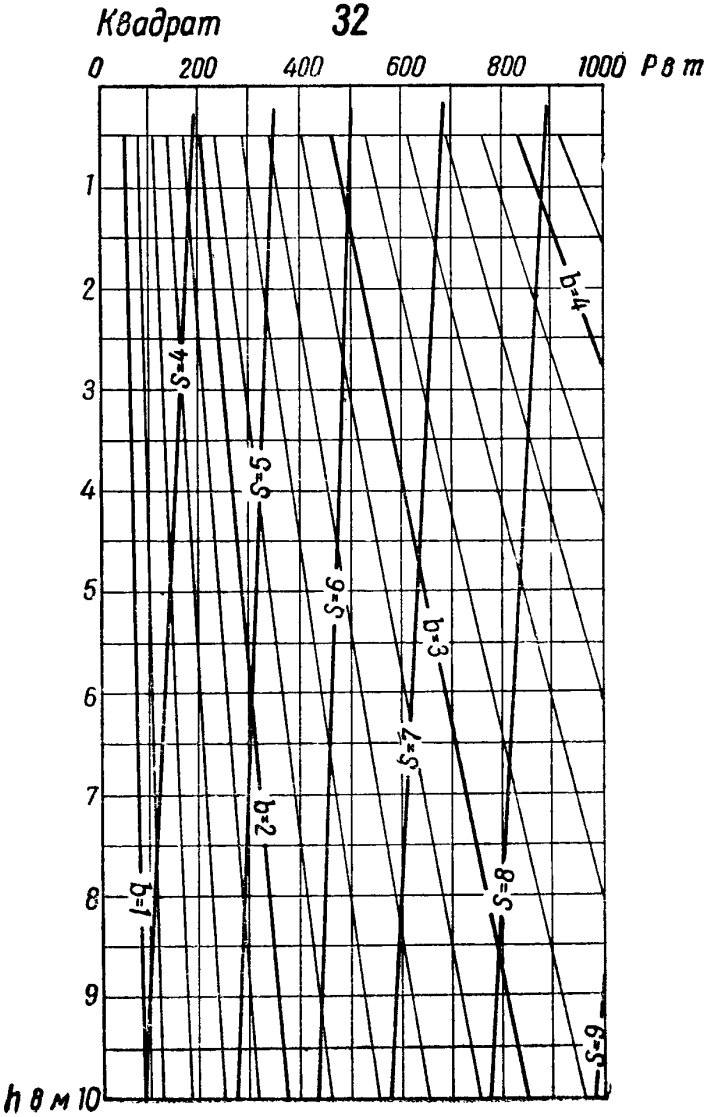

30
Лента
0
40
80
120
160
200
P в m/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13

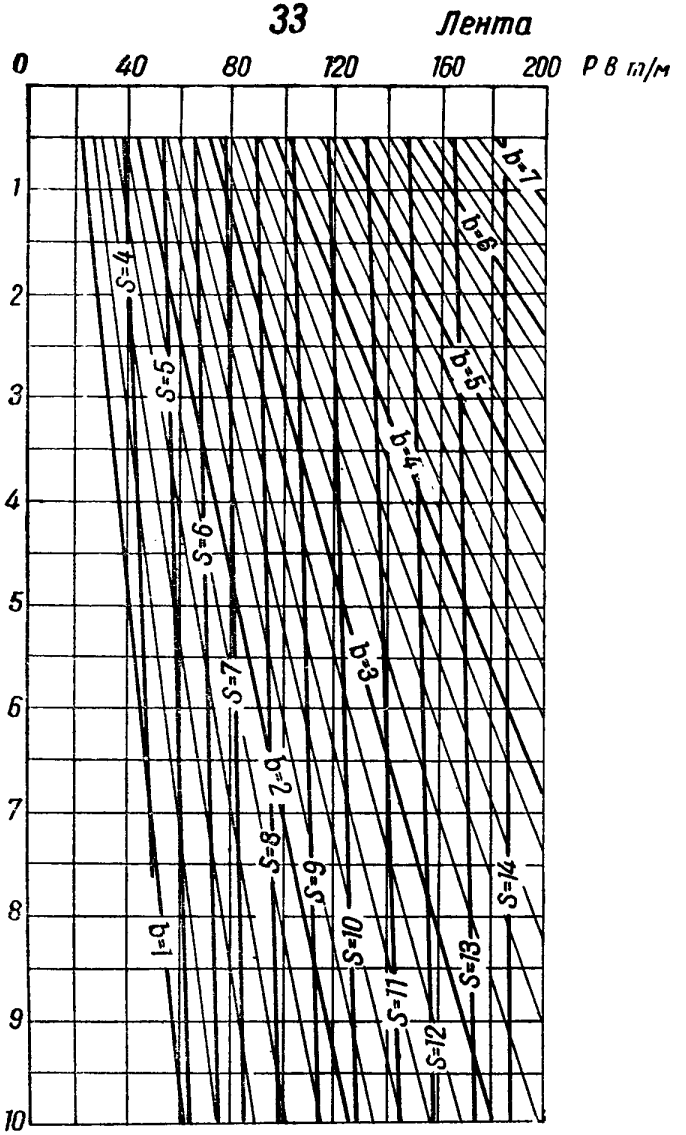

Квадрат
30
0
200
400
600
800
1000
P в m
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9

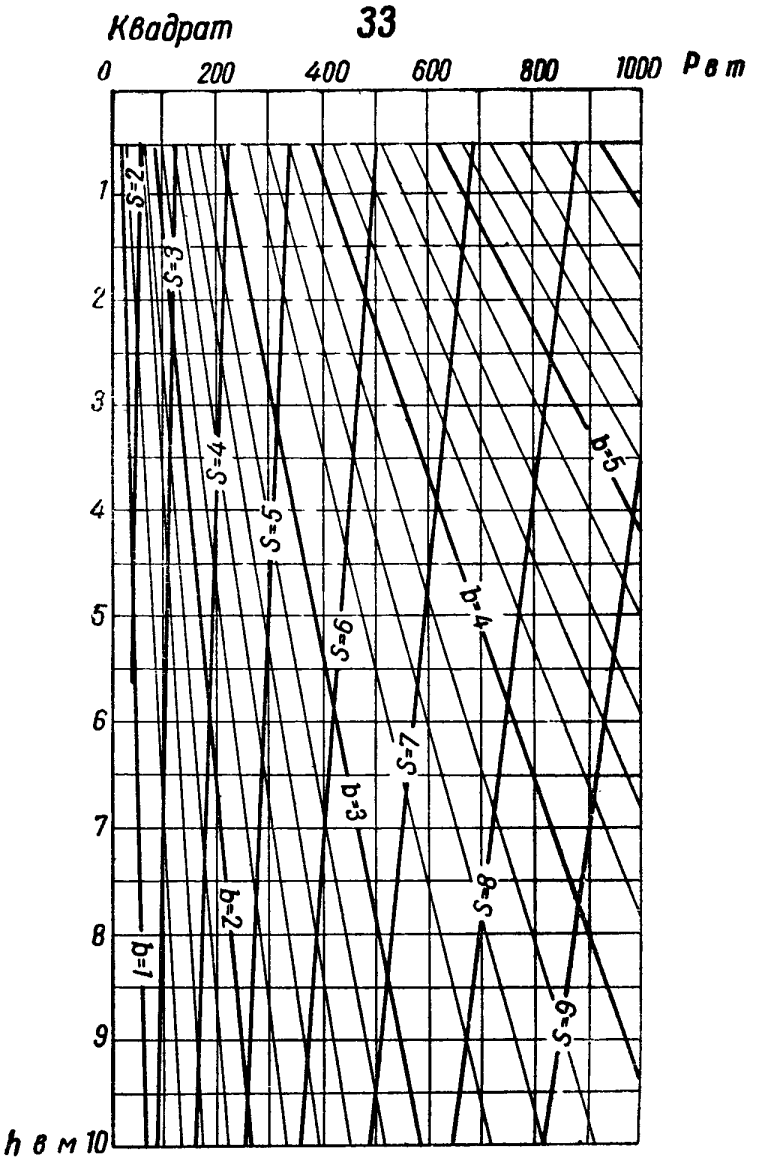

31
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
10
b=1
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13
S=14
S=15
S=16
S=17


Квадрат
31
0
200
400
600
800
1000
P
в т
h в м
10
b=6
b=5
b=4
b=3
b=2
b=1
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13


32
Лента
0
40
80
120
160
200
P
в т/м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м 10
b=4
b=3
b=2
b=1
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12


Квадрат
32
0
200
400
600
800
1000
P в т
1
2
3
4
5
6
7
8
9
h в м 10
b=4
b=3
b=2
b=1
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9


33
Лента
0
40
80
120
160
200
P в т/м
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
b=6
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9
S=10
S=11
S=12
S=13
S=14


Квадрат
33
0
200
400
600
800
1000
P в т
h в м
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
b=1
b=2
b=3
b=4
b=5
S=2
S=3
S=4
S=5
S=6
S=7
S=8
S=9

# СОДЕРЖАНИЕ


Стр.

Введение . . . . . 3

1. Общие положения . . . . . 6

2. Номенклатура грунтов основания . . . . . 7

3. Грунтовые воды . . . . . 16

4. Глубина заложения фундаментов . . . . . 21

5. Расчет оснований . . . . . 30

Общие указания . . . . . —

Расчет по деформациям . . . . . 39

Расчет по несущей способности . . . . . 63

6. Графики для расчета оснований фундаментов зданий и сооружений . . . . . 66


---


Научно-исследовательский институт оснований
и подземных сооружений Госстроя СССР

ПОСОБИЕ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

План III кв. 1963 г., п. 23

* * *

*Стройиздат*

*Москва, Третьяковский проезд, д. 1.*

* * *

Редактор издательства В. П. Страшных
Технический редактор Н. К. Боровнев
Корректор И. А. Зайцева

Сдано в набор 14/XII-1963 г. Подписано к печати 31/III-1964 г.
Т-05808 Бумага 84×108¹/₁₆=3,25 бум. л. 10,66 усл. печ. л. (11,8 уч.-изд. л.).
Тираж 25 000 экз. Изд. № XII-8157 Зак. № 1154 Цена 59 коп.

Подольская типография Главполиграфпрома Государственного комитета
Совета Министров СССР по печати. г. Подольск, ул. Кирова, д. 25.

## ОПЕЧАТКИ

| Страница | Колонка | Строка | Напечатано | Следует читать |
|---|---|---|---|---|
| 10 | левая | 1 сверху | $= 0{,}6$ | $= 0{,}16$ |
| 45 | правая | 1 сверху | $P = R^{н}$ | $P = R^{н} b$ |
| 58 | левая | формула 38(24) | $\frac{}{\left(\frac{b}{2}\right)^2}$ | $\frac{}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}$ |
| 59 | левая | 21 сверху | $= \frac{}{\mu_1 + \mu_2 + \ldots + \mu_n}$ | $= \frac{}{F_1 + F_2 + \ldots + F_n}$ |

gost.e-ecolog.ru