

**Основания,  
фундаменты  
и подземные  
сооружения**

**Справочник  
проектировщика**

**Москва  
Стройиздат  
1985**

СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА

# Основания, фундаменты и подземные сооружения

Под общей редакцией д-ра техн. наук, проф.  
Е. А. СОРОЧАНА  
и канд. техн. наук  
Ю. Г. ТРОФИМЕНКОВА



МОСКВА  
СТРОИИЗДАТ  
1985

Печатается по решению Главной редакционной коллегии серии справочников проектировщика промышленных зданий и сооружений.

Главный редактор В. Е. Зубков.

Редколлегия: А. С. Бахарев, С. М. Гликин, Б. Я. Говоровский, Г. Н. Доможиров, В. И. Королев, В. В. Кузнецов, Е. Г. Кутухтин, С. Н. Никитин, Н. И. Орехова, С. Е. Потехин, В. Н. Самохин, В. М. Спиридонов, В. А. Цветков, С. Д. Чубаров, Ю. И. Шиллер.

Авторы: доктора техн. наук М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов, П. А. Коновалов, М. И. Смородинов, Е. А. Сорочан; кандидаты техн. наук Б. В. Бахолдин, Р. Х. Валеев, А. В. Вронский, О. И. Игнатова, Л. Г. Мариупольский, Б. С. Смолин, А. С. Снарский, А. Н. Токин, Ю. Г. Трофименков, Б. С. Федоров, А. И. Юшин; инженеры В. К. Демидов, Л. И. Иванов, В. М. Казанцев, Н. К. Коньков, Ю. В. Лабзов, Е. Ф. Лаш, Г. М. Лешин, В. А. Михальчук, М. Л. Моргулис, Р. Е. Ханин, Б. Н. Фомин, А. В. Шапиро.

О—75 **Основания, фундаменты и подземные сооружения**/М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.; Под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. — М.: Стройиздат, 1985. — 480 с., ил. — (Справочник проектировщика).

Приведены сведения по расчету и проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений различного назначения, а также подземных сооружений. Рассмотрены свойства грунтов, конструкции фундаментов, особенности их проектирования в различных грунтовых условиях. Большое внимание уделено проектированию сложных оснований и фундаментов. Даны рекомендации по выбору оборудования и производству работ.

Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

○  $\frac{3202000000-383}{047(01)-85}$  46—85

ББК 38.58  
6С4.03

© Стройиздат, 1985

## Глава 3. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ВЫБОРА ТИПА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

### 3.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Основания и фундаменты зданий и сооружений служат для восприятия нагрузок от строительных конструкций, технологического оборудования и нагрузок на полы.

Проектирование оснований и фундаментов выполняется в соответствии с действующими СНиП [4—6]. При проектировании оснований и фундаментов необходимо учитывать следующие положения:

обеспечение прочности и эксплуатационных требований зданий и сооружений (общие и неравномерные деформации сооружения не должны превышать допустимые);

максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунтов;

максимальное использование прочности материала фундаментов;

достижение минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости.

Выбор типа оснований или конструктивных решений фундаментов выполняется на основании сравнений технико-экономических показателей, получаемых с помощью вариантного проектирования [1—3, 7].

### 3.2. ТИПЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

При большом различии инженерно-геологических условий площадок строительства на территории СССР, а также разнообразии конструкций зданий и сооружений, применяе-

мых в массовом строительстве, используются в основном столбчатые, ленточные и плитные фундаменты на естественном, уплотненном или искусственно закрепленном основании и свайные фундаменты.

Предварительная оценка области применения фундаментов различных типов в зависимости от грунтовых условий может быть выполнена с помощью табл. 3.1, в которой указаны случаи безусловного применения фундаментов соответствующего типа либо случаи, когда необходимо выполнение вариантного проектирования.

### 3.3. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ И ИХ НАЗНАЧЕНИЕ

Под технико-экономическими показателями оснований и фундаментов зданий и сооружений понимаются технические и экономические характеристики проектного решения.

К техническим показателям относятся тип оснований и конструкции фундаментов, расчетные данные о деформируемости и прочности грунтов основания (ожидаемые осадки, перемещения, крены и т. п.), данные об использовании прочности материала фундаментов, материалоемкость. К экономическим показателям относятся приведенные затраты, сметная стоимость (себестоимость), трудоемкость изготовления и возведения, продолжительность работ, капитальные вложения в материально-техническую базу строительства, эксплуатационные расходы (если деформируемость оснований требует дополнительных затрат на ремонт или

ТАБЛИЦА 3.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ

Основания	Грунты		Тип фундамента		
	прорезаемые	основания	на естественном основании	на уплотненном или искусственно закрепленном основании	свайные
Однослойные	Слабые Средние Прочные		± ± +	± ± —	± ± —
Двухслойные	Слабые	Средние Прочные	± ±	± ±	± +
	Средние	Слабые Прочные	— ±	± —	± ±
	Прочные	Слабые Средние	± ±	± ±	— —

Условные обозначения: «+» — рекомендуется для применения; «±» — требуется вариантное проектирование; «—» — не рекомендуется для применения.

усиление конструкций зданий либо сооружений для обеспечения их пригодности в течение эксплуатационного периода). Полный перечень экономических показателей приведен в табл. 3.2.

ТАБЛИЦА 3.2. ПОЛНЫЙ ПЕРЕЧЕНЬ ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ

Показатели	Единица
<i>Стоимостные</i>	
Приведенные затраты . . . . .	руб.
Сметная стоимость (себестоимость) возведения оснований и фундаментов	>
Капитальные вложения в материально-техническую базу строительства . . . . .	руб/год
Эффект от ускорения строительства . . . . .	руб.
Экономическая оценка фактора дефицитности стали . . . . .	>
Эксплуатационные затраты . . . . .	>
<i>Натуральные</i>	
Продолжительность возведения . . . . .	смена
Затраты труда, всего . . . . .	чел.-дн.
В том числе:	
на изготовление материалов, конструкций, полуфабрикатов и их транспортирование . . . . .	>
на устройство оснований и возведение фундаментов . . . . .	>
Расход основных материалов:	
стали (приведенной к стали класса А-1) . . . . .	кг
цемента (приведенного к марке 400) . . . . .	>
топлива (в пересчете на условное) . . . . .	>

Технико-экономические показатели определяются, как правило, для основания и фундаментов здания и сооружения. Для анализа технико-экономических показателей вариантов проектных решений фундаментов должна быть выбрана сопоставимая единица измерения. В качестве такой единицы могут приниматься 1 м<sup>2</sup> общей площади здания, 1 фундамент, 1 м стен, единица расчетной нагрузки от здания или сооружения и т. п.

Оптимальное проектное решение принимается по минимуму приведенных затрат [1]. Приведенные затраты определяются с учетом себестоимости возведения основания и фундаментов, капитальных вложений в материально-техническую базу строительства, эксплуатационных затрат, фактора дефицитности материальных ресурсов и экономического эффекта, который может быть получен в случае сокращения общей продолжительности строительства. При отсутствии информации о различии продолжительности и трудоемкости устройства фундаментов по сравниваемым вариантам и других данных, необходимых для определения показателей приведенных затрат, допускается на стадии разработки проекта использовать показатели сметной стоимости.

Анализ других показателей выполняется для выявления факторов, влияющих на раци-

ональность применения того или иного решения, и определения путей совершенствования конструкций фундаментов. Например, себестоимость служит для определения возможного снижения стоимости устройства оснований и фундаментов за счет применения рациональных решений. Аналогичное назначение имеет анализ показателей материалоемкости, трудоемкости изготовления, продолжительности работ. Показатели материалоемкости и капитальных вложений в материально-техническую базу строительства используются также для обоснования предложений по развитию более эффективных конструкций (фундаментов, свай и др.) и определения требуемых объемов капитальных вложений в строительную индустрию.

#### 3.4. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ВЫБОР ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ

На выбор технико-экономических показателей оснований и фундаментов зданий и сооружений оказывают влияние исходные данные для проектирования, нормативно-техническая база и техническая оснащенность строительных организаций. Перечисленные группы взаимосвязаны и в различной степени влияют на выбор типа оснований и конструкций фундаментов.

К исходным данным для проектирования относятся:

инженерно-гидрометеорологические, инженерно-геологические и геодезические сведения о площадке строительства, получаемые на основании результатов изысканий, выполняемых с учетом рекомендаций гл. 2 настоящего справочника;

данные о технологическом назначении здания или сооружения, величинах нагрузок, передаваемых на строительные конструкции (в том числе на основания и фундаменты), наличии технологических заглубленных помещений, их размерах в плане и по высоте и расстояниях от конструкций фундаментов, требования к осадкам, кренам и другим деформациям фундаментов под технологическое оборудование, требования к влажности воздуха в технологических заглубленных помещениях и т. п.; эти сведения приводятся в задании на проектирование, составляемом специалистами-технологами на основании технологических нормативных документов и паспортов технологического оборудования;

технические характеристики проектируемого здания или сооружения, в которых приведены конструктивная схема, значения нагру-

зок, передаваемых на фундаменты, размеры и материалы несущих конструкций и их планово-высотная привязка, размеры заглубленных помещений, их размещение в плане, отметки заглубления и т. п., конструкции полов, требования к деформациям фундаментов несущих конструкций; эти данные составляются в соответствии с требованиями норм на проектирование (СНиП) на основании технологического задания.

Нормативно-техническую базу составляют действующие нормы технологического и строительного проектирования (в том числе нормы проектирования оснований и фундаментов), сборники цен на материалы, конструкции, преysкуранты, а также единичные расценки на выполнение работ по устройству оснований и фундаментов.

### 3.5. ПРИНЦИПЫ СОПОСТАВИМОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Варианты проектных решений фундаментов должны отвечать условиям сопоставимости. Проектные решения должны быть:

рассчитаны на одинаковые нагрузки для одних и тех же грунтовых условий и в равной мере отвечать условиям эксплуатации;

разработаны с одинаковой степенью проектной проработки в соответствии с действующими нормами проектирования, а также с учетом научно-технических достижений в области заводского изготовления конструкций и производства строительного-монтажных работ.

Варианты решений фундаментов должны основываться на полноценных данных инженерно-геологических изысканий, позволяющих проектировать любые типы фундаментов с одинаковым техническим уровнем их разработки. Например, если для разработки одного варианта фундаментов используются данные полевых исследований грунтов, дающих более близкие к действительности их характеристики, то для разработки другого варианта необходимо пользоваться данными о грунтах, полученными аналогичным образом. Если несущая способность свай по одному варианту устанавливается по результатам статических испытаний, то таким же способом должна устанавливаться несущая способность свай по другому варианту (когда применяются свай различных конструкций и размеров).

Проектные решения фундаментов следует сравнивать при равной степени законченности всех конструктивных элементов. Если при различных вариантах проектных решений фунда-

ментов изменяются объемы работ по смежным конструктивным элементам или их частям, то необходимо учитывать разницу в затратах по этим смежным элементам. Например, при сопоставлении различных вариантов решений фундаментов в просадочных, слабых и тому подобных грунтах, требующих конструктивных мероприятий по повышению пространственной жесткости здания, необходимо учитывать разницу в затратах по зданию в целом. При этом разницу в затратах на устройство смежных элементов рекомендуется относить на тот вариант, для которого эти затраты больше. Объемы работ, одинаковые по сравниваемым вариантам, можно в расчетах не учитывать.

Стоимостные показатели должны определяться для условий одного и того же района строительства, в едином уровне цен на рассматриваемые конструкции и материалы, с применением единой сметно-нормативной базы или единых принципов определения показателей.

### 3.6. РЕКОМЕНДАЦИИ ДЛЯ ВЫБОРА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Выбор основания (несущего слоя) производится в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства, конструктивных особенностей проектируемого здания и сооружения, возможностей местных строительных организаций; грунты основания должны обеспечивать надежную работу конструкций зданий и сооружений при минимальных объемах строительных работ по устройству фундаментов и сроках их выполнения.

В качестве основания могут приниматься любые грунты; не рекомендуется использование в качестве основания илов, торфов, рыхлых песчаных и текучепластичных глинистых грунтов.

При свайных фундаментах грунты основания должны позволять максимально использовать прочность материалов свай при минимальном их сечении, длине и заглублении подошвы ростверка.

При выборе основания зданий и сооружений необходимо учитывать в отдельных случаях выполнение специальных работ, связанных с инженерной подготовкой площадки строительства: планировочные работы, уплотнение грунтов, водопонижение или водоотлив, противооползневые мероприятия и т. п. Выполнение этих работ требует дополнительного времени и затрат и может влиять на выбор конструкций фундаментов.

Выбирая основания и конструкции фундаментов для здания, возводимого рядом с существующим, следует учитывать тип и состо-

яние конструкций фундаментов существующего здания, требования к действующему технологическому оборудованию на возможные динамические воздействия при производстве работ, конструктивные и технологические особенности проектируемого здания, возможности строительных организаций.

Принятые конструкции фундаментов должны быть технологичны в строительном производстве.

Конструкции фундаментов здания или сооружения должны характеризоваться минимальными величинами приведенных затрат, материалоемкости, энергоемкости, трудоемкости. В отдельных случаях при соответствующем технико-экономическом обосновании оказывается более выгодным применить более дорогие конструкции, если при этом обеспечивается ускорение ввода объекта в действие и получение за счет этого дополнительной продукции.

### 3.7. МЕТОДИКА ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ СРАВНЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ

Трудоемкость и материалоемкость оснований и фундаментов определяются на основании проектных разработок вариантов. Для конкретных объектов строительства определяется показатель полных приведенных затрат

$$Z = C + D - \mathcal{E}_{ф.з.} \quad (3.1)$$

где  $C$  — сметная или сметно-расчетная стоимость устройства фундаментов;  $D$  — экономическая оценка фактора дефицитности ресурса (учитывается для варианта с большим расходом рассматриваемого ресурса);  $\mathcal{E}_{ф.з.}$  — эффект у заказчика от ускорения ввода в действие основных производственных фондов (учитывается для варианта с наиболее ранним вводом объекта в эксплуатацию).

Показатель сметной стоимости устройства фундаментов определяется на основании действующих сметных норм и «Единых районных единичных расценок» (ЕРЕР), привязанных к местным условиям строительства.

Фактор дефицитности материальных ресурсов на ближайший период рекомендуется учитывать для стали по формуле

$$D = \mathcal{E}_y M_c, \quad (3.2)$$

где  $\mathcal{E}_y$  — удельное значение экономической оценки фактора дефицитности стали, принимаемое в размере 150 руб. на 1 т дополнительно израсходованной стали, приведенной к стали класса А-1;  $M_c$  — дополнительный расход стали по рассматриваемому варианту проектного решения фундамента по сравнению с вариантом с наименьшим расходом стали.

Экономический эффект, образуемый у заказчика за счет выпуска дополнительной продукции, может учитываться только при наличии детальных исходных данных, принимаемых из проектов организации строительства и про-

ектов производства работ, и определяется по формуле

$$\mathcal{E}_{ф.з.} = E_a \Phi \Delta T K_{II}, \quad (3.3)$$

где  $E_a$  — норматив абсолютной эффективности капитальных вложений в отрасли; для объектов межотраслевого характера и объектов непроизводственной сферы  $E_a$  принимается равным 0,14;  $\Phi$  — стоимость производственных фондов, досрочно введенных в действие (сметная стоимость объекта строительства с учетом технологического оборудования);  $\Delta T$  — разница в сроках окончания строительства объекта, обусловленная конструктивными решениями фундаментов сравниваемых вариантов, год;  $K_{II}$  — коэффициент использования расчетной разницы в сроках окончания строительства по условиям возможности эксплуатации готового объекта после его сдачи заказчику; при отсутствии сведений принимается равным 0,3.

Не следует принимать разницу в продолжительности строительства объектов равной разнице в продолжительности возведения сравниваемых вариантов фундаментов, поскольку на критическом пути строительства, как правило, находится не весь объем работ. При отсутствии конкретных данных объем работ по устройству фундаментов, лежащий на критическом пути строительства, рекомендуется принимать в размере 30 %.

При определении коэффициента  $K_{II}$  учитываются возможности получения исходного перерабатываемого сырья при более раннем освоении производственной мощности предприятия, быта и использования готовой продукции в данное время в соответствующих отраслях народного хозяйства.

При выявлении областей рационального применения проектных решений фундаментов для массового строительства в качестве базисных вариантов рекомендуется принимать лучшие решения, освоенные в практике массового строительства.

Приведенные затраты по вариантам проектных решений фундаментов определяются по формуле

$$Z = C_c + E_n (K_b + K_c) + D, \quad (3.4)$$

где  $C_c$  — себестоимость (расчетная или фактическая) устройства фундаментов (под расчетной себестоимостью понимается сметная стоимость без учета плановых накоплений);  $E_n$  — нормативный коэффициент сравнительной эффективности капитальных вложений, равный 0,12;  $K_b$  и  $K_c$  — капитальные вложения в основные производственные фонды строительной индустрии ( $K_b$  — в предприятия по производству товарного бетона, арматуры, сборных бетонных и железобетонных конструкций фундаментов;  $K_c$  — в строительные и транспортные машины и механизмы, а также в базу по их обслуживанию и эксплуатации).

Капитальные вложения в развитие мощностей предприятий строительной индустрии  $K_b$  определяются по формуле

$$K_b = \sum_{i=1}^n K_{yi} M_i, \quad (3.5)$$

где  $K_{yi}$  — удельные капитальные вложения в производство материалов, конструкций и полуфабрикатов;

$M_i$  — расход материалов, конструкций и полуфабрикатов на принятую единицу измерения.

Удельные капитальные вложения в производство материалов, конструкций и полуфабрикатов

$$K_{yi} = K_R C_3, \quad (3.6)$$

где  $K_R$  — коэффициент, учитывающий отношение капитальных вложений к оптовой цене материалов, конструкций и полуфабрикатов и принимаемый для сборных железобетонных и бетонных изделий 1,11, для товарного бетона 0,69 и для арматурных изделий 1,09;  $C_3$  — оптовая цена 1 м<sup>3</sup> сборных железобетонных и бетонных изделий (с учетом арматуры), бетонной смеси и арматурных каркасов и сеток для монолитных конструкций.

Капитальные вложения в строительные и транспортные машины и механизмы, участвующие в производстве строительного-монтажных работ, определяются по выражению

$$K_C = 1,07 C_M N_T K_9 K_{II} / N_n, \quad (3.7)$$

где 1,07 — коэффициент, учитывающий затраты на доставку машин до объектов строительства;  $C_M$  — балансовая стоимость строительных машин, оборудования и транспортных средств, принимаемая по действующим прейскурантам;  $N_T$ ,  $N_n$  — количество машино-смен работы машин, оборудования, транспорта ( $N_T$  — требуемое для возведения сравниваемых конструкций фундаментов;  $N_n$  — нормативное на годо-

Сравнительная эффективность проектных решений фундаментов экспериментального объекта определяется на основе сопоставления перспективных приведенных затрат этого строительства с приведенными затратами, рассчитанными по фактическим показателям возведения фундаментов, строящихся по проектам-аналогам.

Фундаменты зданий и сооружений, спроектированные по действующим нормативным документам, рассчитываются на одинаковый срок службы и в обычных условиях, как правило, не требуют ремонта. В связи с этим эксплуатационные затраты по конструкциям фундаментов отсутствуют. Эксплуатационные затраты необходимо учитывать в тех случаях, когда варианты имеют существенные различия в затратах на устранение последствий неравномерных осадок зданий и сооружений [2].

Основные исходные данные и технико-экономические характеристики для разработанных вариантов фундаментов сводятся в таблицу (табл. 3.3).

ТАБЛИЦА 3.3. ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЛЯ СОПОСТАВЛЕНИЯ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

Группа данных	Исходные данные и технико-экономические характеристики
По грунтам	Характеристики грунтов, прорезаемых фундаментами (в том числе сваями), и грунтов основания
По конструкциям здания или сооружения	Размеры в плане, высота, площадь сечения колонн, шаг колонн, нагрузки на фундаменты (нормальные силы, изгибающие моменты, горизонтальные силы), имеющие наибольшее распространение в здании
По типам фундаментов	Столбчатые или плитные на естественном или искусственно уплотненном основании, свайные фундаменты, размеры в плане в уровне подошвы, размеры свай и расчетные нагрузки на них
По объемам работ:	
земляные работы	Объем разработки котлована, обратной засыпки, уплотнения (с учетом транспорта)
свайные работы (только для свайных фундаментов)	Объем свай в м <sup>3</sup> и в шт. с указанием марки и объема бетона (отдельно сборного для забивных или монолитного для буронабивных свай), расход арматуры по классам
бетонные работы	Объем фундаментов с указанием марки бетона (для свайных фундаментов объем ростверков), объем подготовки, расход арматуры по классам

вой срок эксплуатации); нормативное количество машино-смен работы машин и механизмов за год может быть принято в размере 250 для сваебойных агрегатов и 400 для прочих машин;  $K_9$  — коэффициент, учитывающий потребность в основных производственных фондах, необходимых для эксплуатационно-ремонтной базы; принимается для строительных машин и механизмов 1,3 и для транспортных средств 1,8;  $K_{II}$  — поправочный коэффициент, учитывающий территориальный пояс и принимаемый в соответствии с действующими «Нормативами удельных капитальных вложений по отраслям строительства».

В случаях когда при определении стоимости материалов, конструкций и полуфабрикатов используются оптовые цены промышленности, приведенные затраты могут быть найдены по формуле

$$Z = C + E_n K_C + D. \quad (3.8)$$

При несущественном отличии уровня механизированности строительных работ по сравниваемым вариантам составляющая  $E_n K_C$  в формуле (3.8) может не учитываться.

3\*

### 3.8. ЭКСПРЕСС-МЕТОДЫ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ОЦЕНКИ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ

При проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений приходится учитывать много факторов, влияющих на выбор проектного решения, и разрабатывать несколько (не менее трех) вариантов.

Для сокращения объема работ по поиску наиболее экономичных решений оснований и фундаментов в практике проектирования используются различные приемы, которые можно разделить на следующие группы: объекты-аналоги, стандартные программы расчета оснований и фундаментов на ЭВМ, материалы для проектирования оснований и фундаментов применительно к типовым проектам зданий и со-



ружений массового применения, укрупненные сметные нормы на части зданий и сооружений [8—13], прејскуранты, показатели технического уровня (для свайных фундаментов) [14].

В зависимости от задач проектирования необходимо правильно пользоваться любым из перечисленных выше приемов (а при необходимости несколькими из них сразу). Механическое использование этих приемов не допускается, так как может привести к неправильным оценкам.

Выбор объектов-аналогов должен выполняться по отраслевому признаку (машиностроение, металлургия, нефтехимия и т. п.), использованию унифицированных объемно-планировочных и конструктивных решений и одинаковым инженерно-геологическим условиям.

Использование объектов-аналогов может дать хорошие результаты, например, при проектировании и строительстве крупных комплексов в отдельных регионах, когда при проектировании оснований и фундаментов объектов используется накопленный опыт предыдущего строительства. Это позволяет проводить планомерную работу по совершенствованию оснований и конструкций фундаментов.

Выбор стандартных программ для вариантного проектирования оснований и фундаментов должен осуществляться с таким расчетом, чтобы в программы были заложены действующие нормы на проектирование, а информация о грунтах и внешних нагрузках на фундаменты задавалась на едином техническом уровне, что обеспечит соблюдение условий сопоставимости. Необходимо также, чтобы в выбранных программах расчета для различных типов фундаментов (например, столбчатых на естественном основании, свайных и др.) были единые принципы оптимизации.

Материалы для проектирования, разработанные для фундаментов промышленных зданий и сооружений массового применения, позволяют с помощью графиков, таблиц и конструктивных элементов фундаментов определить расходы материалов, минуя стадию разработки чертежей, что дает возможность сократить процесс вариантного проектирования. Стоимостные показатели определяются дополнительно.

Для промышленных зданий массового применения с железобетонными колоннами (одно- и многоэтажных) разработаны укрупненные сметные нормы на столбчатые фундаменты на естественном основании и фундаменты из забивных свай. Эти нормы построены таким образом, что по конструктивным характеристикам здания, природно-климатическому району

строительства, данным о расчетном сопротивлении грунтов основания, глубине заложения подошвы для столбчатых фундаментов и параметрам свай (площади сечения, длине, расчетной нагрузке) для свайных фундаментов можно получить данные о стоимости, материалоемкости и трудоемкости их устройства, минуя стадию разработки чертежей.

Для жилых домов массового применения, возводимых по типовым проектам, разработаны прејскуранты, позволяющие по данным о расчетном сопротивлении грунтов основания, глубине заложения подошвы для ленточных фундаментов и параметрам свай (площади сечения, длине и расчетной нагрузке) для свайных фундаментов получить данные о стоимости и материалоемкости фундаментов, минуя стадию разработки чертежей.

Для свайных фундаментов разработан метод определения эффективности конструктивного решения в зависимости от степени использования прочности материала свай и грунтов основания, а также удельного расхода материалов (в расчете на единицу действующей нагрузки — вертикальной или горизонтальной) [14].

Согласно этой методике, рациональность конструкции свайных фундаментов определяется по значению коэффициентов  $K_m$  (отношение расчетной нагрузки на сваю по грунту к расчетной нагрузке на сваю по прочности материала),  $K_f$  (отношение фактической нагрузки на сваю от здания к расчетной нагрузке по грунту) и удельных расходов материалов. Чем выше коэффициенты  $K_m$  и  $K_f$  и чем меньше удельные расходы материалов, тем экономичнее конструкция свайного фундамента.

Использование этой методики позволяет на отдельных этапах разработки проекта свайного фундамента (выбор свай, свайной группы, проектирование ростверка) исключать заведомо нерациональные варианты, минуя стадию разработки чертежей.

Указанные характеристики отражают технический уровень проектного решения и поэтому называются показателями технического уровня. Эти показатели могут быть использованы только для предварительной оценки рассматриваемых вариантов свайных фундаментов и уточняются впоследствии определением приведенных затрат.

Следует иметь в виду, что выполнение оценок целесообразности того или иного типа фундаментов следует производить, как правило, для здания или сооружения в целом. Нельзя судить о преимуществе конструкции фундамента, например, по анализу технико-

**ТАБЛИЦА 3.4. УДЕЛЬНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ СТОИМОСТИ И ТРУДОЕМКОСТИ ОСНОВНЫХ ВИДОВ РАБОТ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ**

Наименование работ	Стоимость, руб.	Трудоемкость, чел.-дн.
Разработка грунтов глубиной до 3 м:		
песчаных . . . . .	1,8	0,23
глинистых . . . . .	2	0,28
влажных . . . . .	2,3	0,32
Устройство подготовки под фундаменты:		
песчаной . . . . .	4,8	0,11
щебеночно-гравийной . .	11,5	0,13
бетонной . . . . .	23,7	0,58
Устройство монолитных железобетонных фундаментов и ростверков из бетона марки М 200:		
столбчатых . . . . .	29,6	0,72
ленточных . . . . .	26,1	0,38
Устройство сборных железобетонных фундаментов из бетона марки М 200 . . .	59,2	0,55
Устройство ленточных фундаментов и стен подвалов из сборных бетонных блоков марки М100 . . . . .	53	0,42
Погружение железобетонных свай из бетона марки М 300 в грунты I группы:		
длинной до 12 м . . . . .	85,2	0,89
» до 16 м . . . . .	93,8	1,41
составных длинной до 20 м . . . . .	105,3	1,46
Погружение железобетонных свай из бетона марки М 300 в грунты II группы:		
длинной до 12 м . . . . .	90,3	1,05
» до 16 м . . . . .	103,7	1,68
составных длинной до 20 м . . . . .	111,2	1,6
Бурение лидерных скважин в грунтах:		
I группы . . . . .	1,85	0,09
II группы . . . . .	2,15	0,11
Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона марки М 200 без уширения диаметром мм:		
до 630 . . . . .	58,3	1,32
» 720 . . . . .	90,8	1,97
» 820 . . . . .	54	1,02
» 1020 . . . . .	84,8	1,41
» 1020 . . . . .	53,7	0,91
» 1020 . . . . .	82,4	1,25
» 1020 . . . . .	50	0,76
» 1020 . . . . .	74,3	1,04
Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона марки М 200 с уширением . . . . .	87,6	2,36
» . . . . .	125,8	2,56
Устройство набивных свай из бетона марки М 200 с уплотнением скважин (в деле):		
пробивкой . . . . .	45,0	1,12
вытрамбовыванием . . .	37,2	1,32

Примечания: 1. Показатели по всем видам работ (за исключением бурения лидерных скважин) даны на 1 м<sup>3</sup>, а по бурению лидерных скважин — на 1 м.

2. Над чертой даны значения для связных грунтов, под чертой — для несвязных.

3. Показатели по земляным работам учитывают транспортировку, обратную засыпку и уплотнение грунта.

экономических показателей, полученных для одного фундамента, так как оптимальное решение для этого фундамента может не отражать оптимальность решения различных фундаментов, имеющих в здании. Нельзя также судить об оптимальности конструкций свайных фундаментов из свай различных видов по технико-экономическим показателям, получаемым для одиночных свай.

**3.9. УДЕЛЬНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ СТОИМОСТИ И ТРУДОЕМКОСТИ ОСНОВНЫХ ВИДОВ РАБОТ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ**

Для предварительных оценок технико-экономических показателей фундаментов различных видов в табл. 3.4 приведены удельные показатели стоимости и трудоемкости основных видов работ при устройстве фундаментов. В приведенных показателях накладные расходы, дополнительные затраты на производство работ в зимнее время и плановые накопления не учтены.

Для железобетонных конструкций стоимость арматуры в расценках не учтена и принимать ее следует по цене, руб/т:

для стали класса А-I и А-II . . . . .	0,22
» » » А-III . . . . .	0,24
» » » В-1 . . . . .	0,31
» » » В-2 . . . . .	0,42

**ТАБЛИЦА 3.5. УДЕЛЬНЫЕ В РАСЧЕТЕ НА 1 м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ ПО ВАРИАНТАМ ФУНДАМЕНТОВ**

Показатели	Фундаменты		
	столбчатые на естественном основании с отметкой заложения подошвы —4,05	из забивных свай сечением 30×30 см, длиной и с расчетной нагрузкой соответственно	
		10 м и 0,4 МН	16 м и 0,8 МН
Приведенные затраты, руб. . . . .	8,3	10,9	8,2
Себестоимость, руб. . . . .	7,1	9,3	6,9
Капитальные вложения в базу строительства, руб/год . . . . .	10,4	13,3	10,8
Затраты труда, чел.-дн.:			
всего . . . . .	0,32	0,41	0,3
в том числе на возведение . . . . .	0,15	0,23	0,17
Расход материалов:			
бетона, м <sup>3</sup> . . . . .	0,15	0,12	0,08
цемента, кг . . . . .	32,7	36,7	24
стали, кг . . . . .	5,1	7,2	7,6
условного топлива, кг . . . . .	22,3	27	18,1

Для железобетонных конструкций, отличающихся от марок, приведенных в табл. 3.4, применяется надбавка или скидка в размере 1 руб. за каждые 50 ед. изменения марок.

Затраты труда даны только для строительной площадки.

Затраты труда на изготовление 1 м<sup>3</sup> конструкций, изделий и полуфабрикатов и их транспортирование (с учетом вспомогательных рабочих) имеют следующие показатели, чел.-дн.:

Сборные железобетонные фундаменты . . . . .	2,5
Блоки стен подвалов . . . . .	1,95
Сваи забивные . . . . .	3,55
Сваи-колонны . . . . .	5,15
Бетонная смесь . . . . .	0,55
Арматурные изделия для монолитных конструкций . . . . .	9,75

**Пример** сравнительной ценки столбчатых и свайных фундаментов промышленного здания. Исходные данные:

1) одноэтажное промышленное здание размером в плане 144×145 м, высотой 18 м; несущие конструкции — железобетонные колонны; шаг колонн 6 и 12 м соответственно по наружным и внутренним рядам; пролет 24 м; нагрузки на фундаменты колонн соответственно наружных и внутренних рядов составляют: нормальные силы 2,8 и 4,75 МН, изгибающие моменты 1,52 и 1,48 МН·м, поперечные силы 0,01 и 0,006 МН; район строительства — Московская обл.;

2) грунтами оснований столбчатых фундаментов служат грунты с условным расчетным давлением 0,2 МПа, залегающие на глубине 4 м; выше залегают слабые ненормируемые грунты; для свай сечением 30×30 см, длиной 10 м грунты основания позволяют обеспечивать расчетную вдавливающую нагрузку 0,4 МН, длиной 16 м — 0,8 МН.

Требуется выбрать наиболее экономичную конструкцию фундаментов.

В результате проработки вариантов фундаментов определены технико-экономические показатели, значения которых приведены в табл. 3.5. Как видно из этой таблицы, наиболее экономичным вариантом являются фундаменты из свай сечением 30×30 см, длиной 16 м с расчетной нагрузкой 0,8 МН.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве. СН 423-71. — М.: Стройиздат, 1971. — 112 с.

2. Методические рекомендации по экономической оценке архитектурно-строительных решений промышленных зданий и сооружений. — М.: изд. ЦНИИпроект, ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, 1984 — 182 с.

3. Руководство по выбору проектных решений фундаментов. — М.: Стройиздат, 1984. — 243 с.

4. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1984.

5. Строительные нормы и правила. Основания и фундаменты. СНиП 3.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1983.

6. Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты. СНиП II-17-77. — М.: Стройиздат, 1977.

7. Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов. ТП 101-81. — М.: Стройиздат, 1981.

8. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № I-1.И. Монолитные железобетонные фундаменты под каркасы гражданских зданий и зданий административно-бытового назначения промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1977.

9. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № I-1.Н. Свайные фундаменты многоэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. — М.: Стройиздат, 1978.

10. Укрупненные сметные нормы. Производственные здания и сооружения общего назначения. Сб. I-1.М. Свайные фундаменты одноэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. — М.: Стройиздат, 1976.

11. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № I-22.2, вып. 1. Фундаменты. — М.: Стройиздат, 1982.

12. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № I-1.В. Фундаменты многоэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. — М.: Стройиздат, 1974.

13. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. I-1.Б. Фундаменты одноэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. — М.: Стройиздат, 1973.

14. Ханин Р. Е., Альперович Л. К. Рекомендации по определению оптимальных решений свайных фундаментов. — М.: изд. ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1981. — 66 с.

# Глава 4. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

## 4.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Фундаментом называется часть здания или сооружения, преимущественно подземная, которая воспринимает нагрузки от сооружения и передает их на естественное или искусственное основание, сложенное грунтами.

Фундаменты могут быть мелкого и глубокого заложения. Отличительные особенности фундаментов мелкого заложения заключаются в следующем:

нагрузка на основание передается преимущественно через подошву фундамента;

соотношение размеров (высоты  $h_f$  и ширины  $b$ ) не превышает 4, что позволяет рассматривать такие фундаменты как жесткие конструкции; при их повороте в работу включается боковая поверхность фундамента;

фундаменты устраивают в открытых котлованах или в полостях заданной формы, создаваемых в массиве грунта.

Фундаменты мелкого заложения могут применяться для любых сооружений и в любых инженерно-геологических условиях.

Тип фундамента — мелкого или глубокого заложения, так же как и его конструкция, определяется на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом инженерно-геологических условий площадки, вида сооружений, размера и характера нагрузок, производственных возможностей строительной организации.

Фундаменты могут выполняться в монолитном варианте непосредственно в котловане или в сборном варианте из заранее изготовленных на заводе элементов.

Верхняя плоскость фундамента, на кото-

рую опираются надземные конструкции, называется обрезами, а нижняя плоскость, соприкасающаяся с основанием, — подошвой (рис. 4.1). За ширину фундамента принимают наименьший размер подошвы  $b$ , а за длину — наибольший ее размер  $l$  [1]. Высота фундамента  $h_f$  есть расстояние от подошвы до обреза. Расстояние от поверхности планировки до подошвы фундамента является глубиной заложения  $d$ . В железобетонных фундаментах нижняя плоская или ступенчатая часть называется плитной, а верхняя — фундаментной стеной у ленточных фундаментов или подколонником у столбчатых фундаментов. Пространство в верхней части подколонников, служащее для установки колонны, называется стаканом. В отдельных случаях надземная стена или колонна сооружения могут опираться непосредственно на плитную часть. Ширина фундаментов по обрезу принимается, как правило, больше толщины стены, а ширина подошвы определяется расчетом. Глубина заложения назначается по конструктивным соображениям, а также исходя из условий промерзания или напластования грунта с учетом расположения уровня подземных вод.

Фундаменты могут быть жесткими, в нижней части которых не возникает растягивающих напряжений, и гибкими, в плитной части которых возникают деформации изгиба, что требует применения арматуры.

## 4.2. МАТЕРИАЛЫ ФУНДАМЕНТОВ

Материалы фундаментов выбираются в соответствии с материалами основных конструкций сооружения. Кроме прочности материал фундаментов должен обладать необходимой морозостойкостью. В качестве материала фундаментов применяются железобетон, бетон, каменные материалы (кирпич, бут, блоки из природных камней). В отдельных случаях возможно использование облегченных и легких бетонов, цементогрунта. Сборные элементы изготавливаются из железобетона и бетона, в том числе и на силикатных вяжущих материалах, а также из цементогрунта и кирпича.

Армируют фундаменты горячекатаной арматурной сталью класса А-III и обыкновенной арматурной проволокой диаметром 3—5 мм класса Вр-I и В-II [2]. Допускается применение для поперечной конструктивной и монтажной арматуры горячекатаной арматурной стали класса А-I и А-II, а также проволоки класса В-II диаметром 6—8 мм в сварных сетках и каркасах. Для монтажных петель сборных

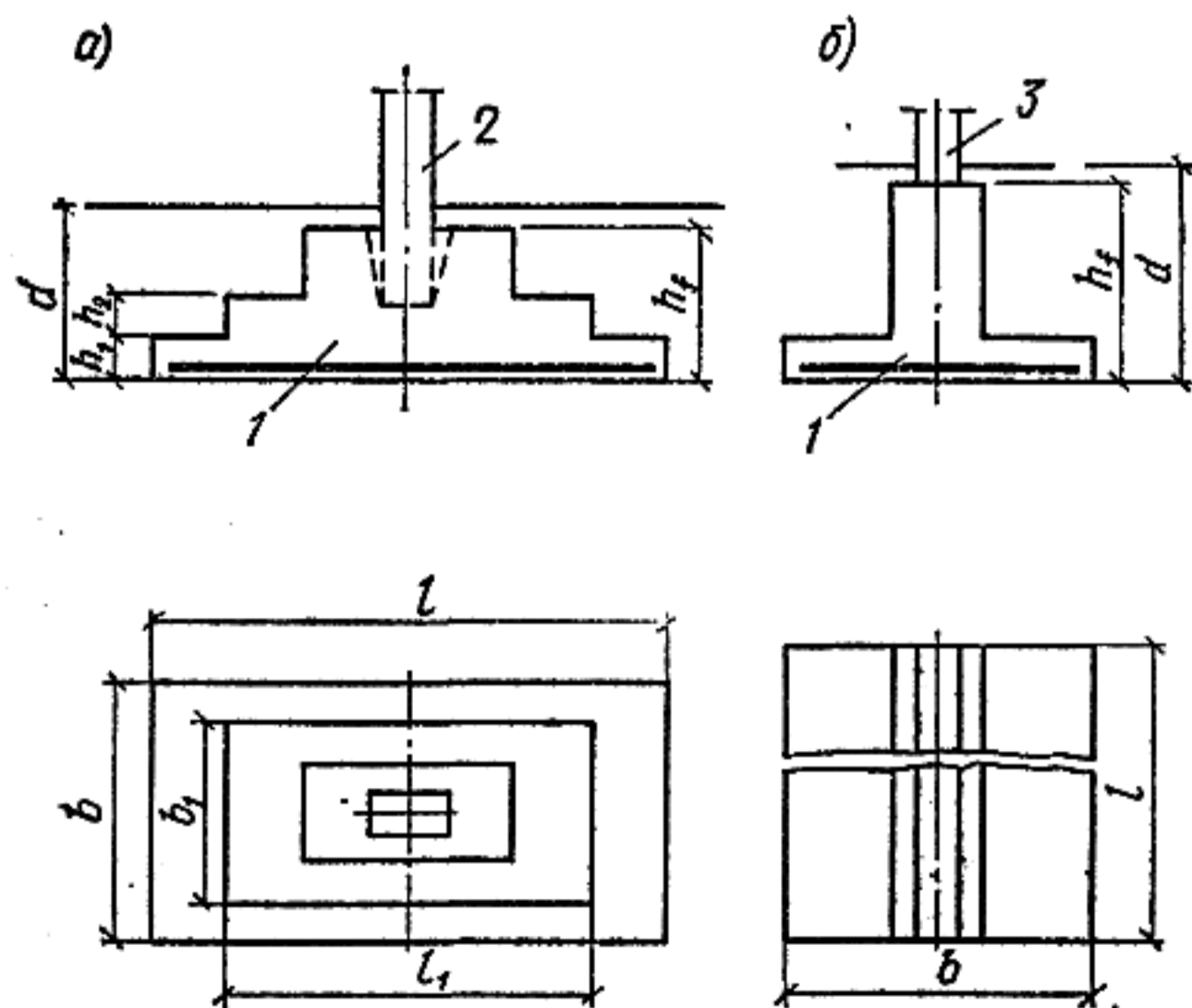


Рис. 4.1. Схемы фундаментов

а — отдельного; б — ленточного; 1 — фундамент; 2 — колонна; 3 — стена

элементов применяется горячекатаная арматурная сталь А-I или А-II. Если монтаж конструкций происходит при температуре ниже минус 40 °С, для монтажных петель не допускается применение стали марки ВСтЗсп2.

За нормативные сопротивления арматуры  $R_{sk}$  принимаются наименьшие контролируемые значения предела текучести, физического или условного: для стержневой арматуры — равного напряжениям, соответствующим остаточному относительному удлинению 0,2 %, а для проволочной арматуры — равного 0,75 временного сопротивления разрыву. Указанные контролируемые характеристики арматуры при-

ТАБЛИЦА 4.1. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ АРМАТУРЫ ДЛЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Стержневая арматура	Расчетные сопротивления арматуры, МПа		
	растяжению		сжатие $R_{sc}$
	продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента $R_s$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{sw}$	
А-I	225	180	225
А-II	280	225	280
А-III диаметром, мм:			
6—8	355	285	355
10—40	365	295	365
Вр-I диаметром, мм:			
3	375	305	375
4	365	295	365
5	360	290	360
В-II диаметром, мм:			
3	1250	990	390
4	1200	940	390
5	1100	880	390
6	1050	830	390
7	980	785	390

нимаются в соответствии с государственными стандартами на арматурные стали и гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы приведены в табл. 4.1, а расчетные сопротивления при расчете по предельным состояниям второй группы — в табл. 4.2.

Виды материалов назначаются из расчета их на прочность. Минимальные марки материалов по прочности на осевое сжатие для фундаментов должны быть не ниже приведенных в табл. 4.3. Минимальные марки растворов по-

ТАБЛИЦА 4.2. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ АРМАТУРЫ ДЛЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Стержневая арматура	Расчетные сопротивления арматуры, МПа		
	растяжению		сжатие $R_{sc}$
	продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента $R_s$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{sw}$	
А-I	235	190	235
А-II	295	235	295
А-III диаметром, мм:			
6—8	380	305	380
10—40	390	315	390
Вр-I диаметром, мм:			
3	410	335	410
4	400	325	400
5	385	320	395
В-II диаметром, мм:			
3	1500	1190	1500
4	1440	1355	1440
5	1320	1055	1320
6	1260	995	1260
7	1175	942	1175

ТАБЛИЦА 4.3. МАРКИ МАТЕРИАЛА ФУНДАМЕНТОВ

Материал	Минимальные марки для сооружений класса								
	I			II			III		
	Грунт								
	а	б	в	а	б	в	а	б	в
Бетон:									
тяжелый	100	100	150	75	75	100	50	50	75
на пористых заполнителях	100	100	—	100	100	—	75	75	—
Силикатная масса	—	—	—	100	150	—	75	100	—
Природные камни	150	150	200	100	150	200	75	100	150
Кирпич	150	150	—	100	150	—	75	100	150
Цементогрунт	—	—	—	100	150	—	75	100	100

Условные обозначения грунтов: а — крупнообломочные и песчаные маловлажные, супеси твердые, суглинки и глины твердые; б — крупнообломочные и песчаные влажные, супеси пластичные, суглинки и глины тугопластичные и мягкопластичные; в — крупнообломочные и песчаные, насыщенные водой, супеси текучие, суглинки и глины текучепластичные и текучие.

пределу прочности на сжатие для кладки фундаментов следует принимать не ниже приведенных в табл. 4.4 [3].

При устройстве железобетонных монолитных и сборных фундаментов должен применяться бетон марки не ниже М150.

ТАБЛИЦА 4.4. МАРКИ РАСТВОРОВ

Раствор	Грунт	Минимальная марка для сооружений класса		
		I	II	III
Цементный	a	25	10	10
	б	50	25	10
	в	75	50	25
Цементно-известковые	a	25	10	10
	б	50	25	25
	в	100	75	50
Цементно-глинистый	a	25	10	10
	б	50	25	25
	в	100	75	50

Примечание. Условные обозначения грунтов те же, что и в табл. 4.3.

Для изготовления пустотелых фундаментных стеновых блоков, а также бутобетонных блоков применяются материалы, марки которых по прочности на осевое сжатие должны быть не менее указанных в табл. 4.5.

Проектная марка бетона по прочности на сжатие назначается по прочности на осевое сжатие (кубиковая прочность).

Минимальные проектные марки бетона по морозостойкости принимаются по табл. 4.6.

Проектная марка бетона и камней по морозостойкости принимается по числу выдерживаемых циклов попеременного замораживания и оттаивания образцов. Марки бетонов, камней и растворов по прочности и морозостойкости определяются по методике, установленной государственными стандартами. Возраст бетона и раствора, отвечающий его проектной марке, принимается, как правило, равным 28 дням.

Расчетные сопротивления бетонов в зависимости от их проектных марок по прочности

ТАБЛИЦА 4.5. МАРКИ БЕТОНА ПО ПРОЧНОСТИ

Блоки	Минимальная марка для сооружений класса								
	I			II			III		
	Грунт								
	a	б	в	a	б	в	a	б	в
Пустотелые:									
из тяжелого бетона . . . . .	150	—	—	100	—	—	75	100	—
из бетона на пористых заполнителях . . . . .	150	—	—	150	—	—	100	100	—
из силикатной массы . . . . .	—	—	—	150	—	—	100	100	—
Бутобетонные с бутовым камнем:									
марки 200 и выше . . . . .	75	75	100	50	50	75	50	50	75
марки 150—200 . . . . .	100	100	150	75	75	100	150	50	75
марки 75—150 . . . . .	150	150	200	100	100	150	75	75	100
Бутобетонные на щебне из хорошо обожженного кирпича марки 100 и выше . . . . .	150	150	200	100	100	150	75	75	100

Примечание. Условные обозначения грунтов те же, что и в табл. 4.3.

ТАБЛИЦА 4.6. МАРКИ БЕТОНА ПО МОРОЗОСТОЙКОСТИ

Расчетная зимняя температура наружного воздуха $t$ , град	Минимальная марка для сооружений класса								
	I			II			III		
	Грунт								
	a	б	в	a	б	в	a	б	в
$t < -40$	75	100	150	50	75	100	35*	50	70
	50	75	100	35	50	75	25	35	50
$-40 \leq t < -20$	50	75	100	35	50	75	25*	35	50
	35	50	75	25	35	50	15	25	35
$-20 \leq t < -5$	35*	50	75	25	35	50	—	25*	35*
	25	35	50	15	25	35	10	15	25
$t \geq -5$	25*	35*	50	—	25	35	—	—	25*
	15	25	35	10	15	25	10	10	15

Примечания: 1. Звездочкой отмечены марки, которые для тяжелого бетона не нормируются.

2. Знак «тире» обозначает, что марки не нормируются.

3. Над чертой даны требуемые марки для бетона, цементного грунта и искусственных камней; под чертой — для природных камней.

4. Условные обозначения грунтов те же, что и в табл. 4.3.

ТАБЛИЦА 4.7. РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА ДЛЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Сопротивление	Бетон	Значение сопротивления, МПа, при проектной марке бетона по прочности на сжатие										
		М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_b$	Тяжелый На пористых за- полнителях	2,3 2,3	3,5 3,5	4,5 4,5	7 7	9 9	11 11	13,5 13,5	15,5 15,5	17,5 17,5	19,5 —	21,5 —
Растяжение осевое $R_{bt}$	Тяжелый	0,28	0,38	0,48	0,63	0,75	0,88	1	1,1	1,2	1,28	1,35

ТАБЛИЦА 4.8. НОРМАТИВНОЕ И РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА ДЛЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Сопротивление	Бетон	Значение сопротивления, МПа, при проектной марке бетона по прочности на сжатие										
		М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,ser}$	Тяжелый На пористых за- полнителях	3 3	4,5 4,5	6 6	8,5 8,5	11,5 11,5	14,5 14,5	17 17	20 20	22,5 22,5	25,5 —	28 —
Растяжение осевое $R_{bt,ser}$	Тяжелый	0,42	0,58	0,72	0,95	1,15	1,3	1,5	1,65	1,8	1,9	2

Примечание. Сопротивления, приведенные в настоящей таблице, вводятся в расчет с коэффициентом условий работы бетона  $m_b=1$ , за исключением случаев, когда действует многократно повторяющаяся нагрузка при расчете по образованию трещин.

ТАБЛИЦА 4.9. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Факторы и конструкции, обуславливающие введение коэффициентов условий работы	Условное обозначение	Численное значение
1. Длительность действия нагрузки: а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок, суммарная длительность которых мала (например, крановые нагрузки; нагрузки от транспортных средств; ветровые нагрузки; нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и возведении конструкций), а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вечномерзлых и тому подобных грунтов: для тяжелого бетона, бетона на пористых заполнителях естественного твердения и подвергнутого тепловой обработке, если конструкция эксплуатируется в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте или при влажности воздуха окружающей среды выше 75%) в остальных случаях . . . . . б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок, суммарная длительность действия которых мала; для всех видов бетонов . . . . .	$m_{b1}$	1,0 0,85
2. Бетонирование в вертикальном положении при высоте бетонирования более 1,5 м . . . . .	$m_{b7}$	0,85
3. Бетонные конструкции . . . . .	$m_{b5}$	0,9

на сжатие приведены для предельных состояний первой и второй группы соответственно в табл. 4.7 и 4.8. Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы, приведенные в табл. 4.7, вводятся в расчет с коэффициентом условий работы согласно табл. 4.9. Расчетные сопротивления кладки приведены в табл. 4.10—4.16. Расчетные сопротивления кладки из крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов и

ТАБЛИЦА 4.10. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КЛАДКИ ИЗ КИРПИЧА ВСЕХ ВИДОВ ПРИ ВЫСОТЕ РЯДА КЛАДКИ 50—150 мм НА ТЯЖЕЛЫХ РАСТВОРАХ

Марка кирпича ча или камня	Расчетные сопротивления, МПа								
	при марке раствора							при проч- ности раствора, МПа	
	200	150	100	75	50	25	10	0,2	0
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,0	0,8
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	0,9	0,7
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,8	0,6
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,6	0,5

Примечание. К расчетным сопротивлениям сжатию следует применять коэффициенты: при применении жестких цементных растворов (без добавок глины или извести), легких растворов и известковых растворов в возрасте до 3 мес. — 0,85; цементных растворов (без извести или глины) с органическими пластификаторами — 0,9.

**ТАБЛИЦА 4.11. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КЛАДКИ ИЗ КРУПНЫХ СПЛОШНЫХ БЛОКОВ И БЛОКОВ ИЗ ПРИРОДНОГО КАМНЯ ПИЛЕННЫХ ИЛИ ЧИСТОЙ ТЕСКИ ПРИ ВЫСОТЕ РЯДА КЛАДКИ 500—1000 мм**

Марка бетона или камня	Расчетные сопротивления, МПа						при прочности раствора, равной нулю
	при марке раствора					при прочностности раствора, МПа	
	100	75	50	25	10		
500	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7	6,3	
400	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3	
300	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4	
250	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8	
200	5,0	4,9	4,7	4,3	4,0	3,0	
150	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4	
100	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7	
75	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8	1,3	

**ТАБЛИЦА 4.12. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КЛАДКИ ИЗ СПЛОШНЫХ БЕТОННЫХ КАМНЕЙ И ПРИРОДНЫХ КАМНЕЙ ПИЛЕННЫХ ИЛИ ЧИСТОЙ ТЕСКИ ПРИ ВЫСОТЕ РЯДА КЛАДКИ 200—300 мм**

Марка камня	Расчетные сопротивления, МПа							при прочностности раствора, МПа	
	при марке раствора						при прочностности раствора, МПа	0,2	0
	200	150	100	75	50	25			
500	7,8	7,3	6,9	6,7	6,4	6,0	5,3	4,6	4,3
400	6,5	6,0	5,8	5,5	5,3	5,0	4,5	3,8	3,5
300	5,8	4,9	4,7	4,5	4,3	4,0	3,7	3,1	2,8
200	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,0	2,8	2,3	2,0
150	3,3	3,1	2,9	2,8	2,6	2,4	2,2	1,8	1,5
100	2,5	2,5	2,3	2,2	2,0	1,8	1,7	1,3	1,0
75	—	—	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4	1,1	0,8
50	—	—	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	0,8	0,6

природного камня плотностью более 1800 кг/м<sup>3</sup>, принимаются с коэффициентом 1,1; из крупных пустотелых бетонных блоков различных типов по экспериментальным данным. При отсутствии таких данных расчетные сопротивления допускается принимать по табл. 4.11 с коэффициентом 0,9 при пустотности 5%; 0,5 при пустотности 25% и 0,25 при пустотности 45%.

**ТАБЛИЦА 4.13. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КЛАДКИ ИЗ ПУСТОТЕЛЫХ БЕТОННЫХ КАМНЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ РЯДА КЛАДКИ 200—300 мм**

Марка камня	Расчетные сопротивления, МПа						при прочностности раствора, МПа	
	при марке раствора					при прочностности раствора, МПа	0,2	0
	100	75	50	25	10			
100	2,0	1,7	1,7	1,6	1,4	1,1	0,9	
75	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	
50	1,2	1,15	1,1	1,0	0,9	0,7	0,5	

**ТАБЛИЦА 4.14. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ОСЕВОМУ РАСТЯЖЕНИЮ И СРЕЗУ КЛАДКИ ИЗ СПЛОШНЫХ КАМНЕЙ**

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление, МПа, при марке раствора		
	50	25	10
Осевое растяжение по перевязанному сечению $R_t$ :			
для кладки камней правильной формы	0,16	0,11	0,05
для бутовой кладки	0,12	0,08	0,04
Срез по сечению $R_{sq}$ :			
неперевязанному для кладки всех видов (касающееся сцепление)	0,16	0,11	0,05
перевязанному для бутовой кладки	0,24	0,16	0,08

**ТАБЛИЦА 4.15. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ БУТОБЕТОНА (НЕВИБРИРОВАННОГО)**

Марка рваного бута	Расчетные сопротивления, МПа, при марке бетона				
	200	150	100	75	50
200 и выше	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0
100	—	—	—	2,2	1,8
50	—	—	—	2,0	1,7

Примечание. При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию следует принимать с коэффициентом 1,15.

Основными конструктивными материалами фундаментов являются железобетон и бетон, которые можно применять при устройстве всех видов монолитных и сборных фундаментов в различных инженерно-геологических условиях. При наличии агрессивных подземных вод следует применять цементы соответствующих видов или устраивать поверхност-

**ТАБЛИЦА 4.16. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ БУТОВОЙ КЛАДКИ ИЗ РВАНОВОГО БУТА**

Марка камня	Расчетные сопротивления, МПа						
	при марке раствора					при прочностности раствора, МПа	
	100	75	50	25	10	0,2	0
600	2,0	1,7	1,4	0,9	0,65	0,3	0,2
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,27	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,23	0,15
300	1,3	1,1	0,95	0,7	0,5	0,2	0,12
200	1,1	1,0	0,8	0,6	0,45	0,18	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,17	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,15	0,05

Примечания: 1. Для кладки из постелистого буттового камня расчетные сопротивления, приведенные в таблице, следует умножать на коэффициент 1,5.

2. Расчетное сопротивление бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать: при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом — на 0,1 МПа; при кладке в траншеях в распор с нетронутым грунтом, а также при надстройках — на 0,2 МПа.



ную гидроизоляцию. Фундаменты на основе силикатных материалов и цементагрунта применяются в конструкциях, работающих на сжатие, в фундаментах с уступами или с наклонными гранями при отсутствии агрессивных подземных вод. Каменная кладка из кирпича и бута предусматривается в конструкциях, работающих на сжатие, преимущественно для ленточных фундаментов и стен подвалов. Бутобетон и бетон рекомендуется применять при устройстве фундаментов, возводимых в отрываемых полостях или траншеях при их бетонировании в распор со стенками. Допускается применение бутовых, бутобетонных и бетонных фундаментов с уступами или с наклонными гранями. Высота уступа для бетона принимается не менее 30 см, для бутобетона и бутовой кладки — 40 см.

Для получения жестких фундаментов, исключающих появление растягивающих напряжений в нижней части, отношение высоты уступа к его ширине  $h_1/C_1$ , а также отношение высоты фундамента к его выносу должно быть не менее 1,5. Толщину стен из бутобетона следует принимать не менее 35 см, а из бута — 50 см; размеры сечения столбов из бутобетона — не менее 40 см, а из бута — 60 см.

Применение дерева и металла допустимо при устройстве фундаментов временных зданий и сооружений.

### 4.3. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

#### 4.3.1. Столбчатые фундаменты под стены

Столбчатые фундаменты под стены рекомендуется устраивать при незначительных нагрузках от стены здания и в тех случаях, когда основанием служат грунты, имеющие высокие прочностные и деформационные характеристики. Фундаменты располагаются через 3—6 м один от другого, в углах здания и в местах пересечения стен, а также на других участках, где передаются значительные на-

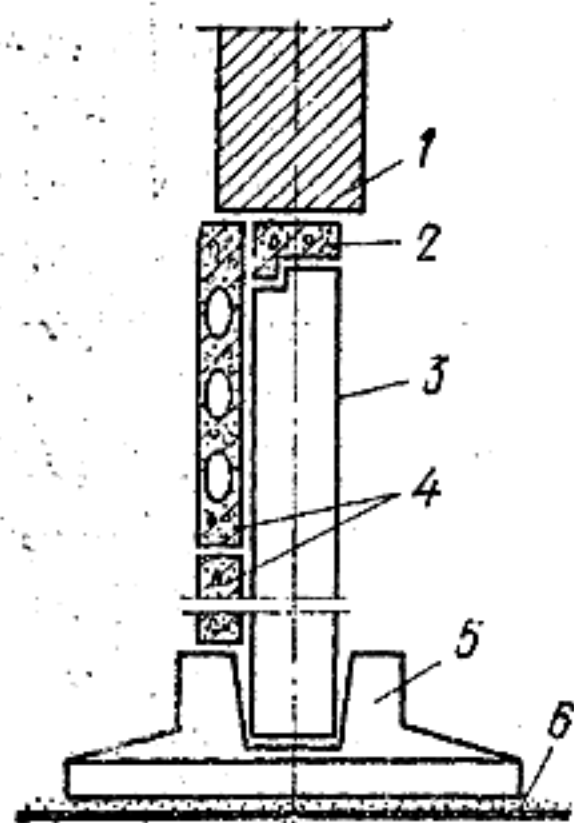


Рис. 4.2. Столбчатый фундамент под стеной  
1 — надземная стена; 2 — фундаментная балка; 3 — колонна; 4 — панели ограждения; 5 — фундамент стаканного типа; 6 — подготовка

грузки. По обрезу фундаментов укладываются фундаментные балки, на которые опираются надземные конструкции.

Фундаменты выполняются из сборных элементов (рис. 4.2) в виде столбов, возводимых из кирпича, бута, цементагрунта, бетона. Возможно применение фундаментов, устраиваемых в разбурываемых или отрываемых в массиве грунта полостях, заполняемых враспор бетоном, цементагрунтом и др.

#### 4.3.2. Ленточные и прерывистые фундаменты под стены

Ленточные фундаменты могут быть монолитными или из сборных блоков. Монолитные устраивают из бута, бутобетона, бетона, цементагрунта в виде жесткой конструкции ступенчатой формы, когда в поперечном направлении не возникают растягивающие на-

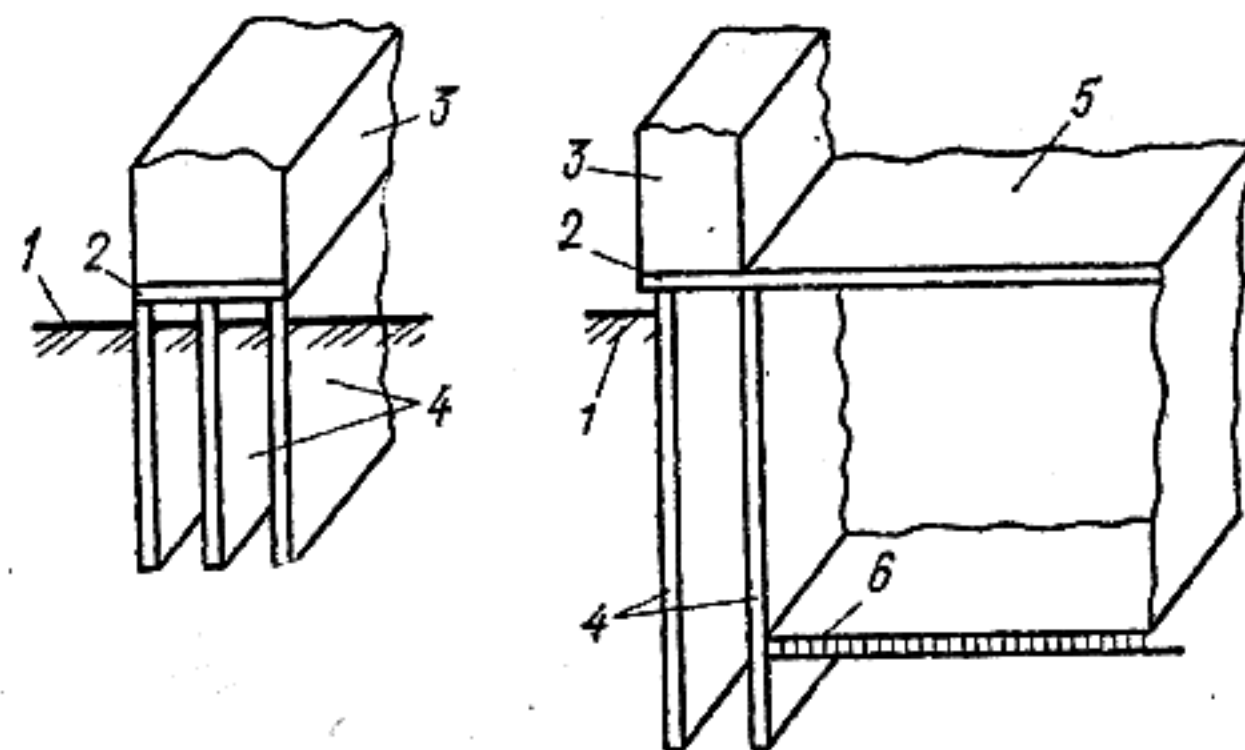
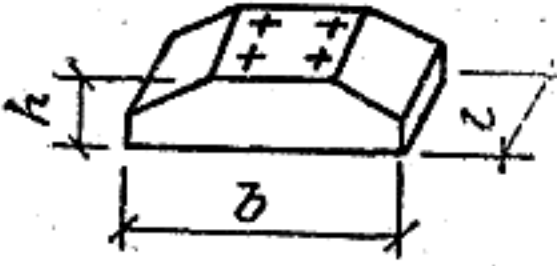
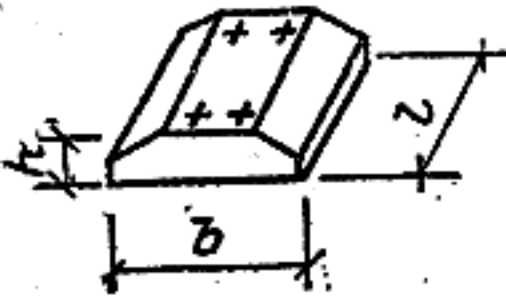
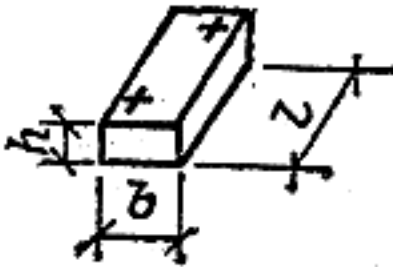


Рис. 4.3. Многощелевой ленточный фундамент  
1 — поверхность грунта; 2 — распределительная плита; 3 — надземная стена; 4 — бетонные пластины; 5 — перекрытие; 6 — пол подвала

пряжения. При применении железобетона фундамент выполняется в виде нижней армированной ленты и неармированной фундаментной стены (см. рис. 4.1). Многощелевые ленточные фундаменты включают два или более ряда вертикальных пластин, на которые опираются надземные стены (рис. 4.3). В плане пластины представляют собой непрерывные ленты или отдельные элементы, устраиваемые на определенном расстоянии один от другого. Монолитные фундаменты могут применяться в любых грунтовых условиях.

Сборные фундаменты состоят из ленты, собираемой из железобетонных плит, и стены, собираемой из бетонных блоков (рис. 4.4). Фундаментные железобетонные плиты изготавливаются сплошными или ребристыми. Номенклатура типовых плит по серии 1.112-5 приведена в табл. 4.17. Номенклатура предусматривает четыре группы, каждая из которых характеризуется наибольшим значением среднего давления, передаваемого на основание,

ТАБЛИЦА 4.17. ФУНДАМЕНТНЫЕ ПЛИТЫ

Эскиз	Марка плиты*	Размеры, мм			Объем бетона, м <sup>3</sup>	Масса, кг	
		b	l	h		плиты	петель
	ФЛ32.12 ФЛ32.8	3200	1180 780	500	1,6 1,047	4000 2620	6,5 4,6
	ФЛ28.12 ФЛ28.8	2800	1180 780		1,369 0,896	3420 2240	6,5 4,6
	ФЛ24.12 ФЛ24.8	2400	1180 780		1,138 0,745	2845 1865	4,6 3,2
	ФЛ20.12 ФЛ20.8	2000	1180 780		0,975 0,638	2440 1595	4,6 3,2
	ФЛ16.24 ФЛ16.12 ФЛ16.8	1600	2380 1180 780	300	0,987 0,486 0,320	2470 1215 800	3,2 2,2 1,4
	ФЛ14.24 ФЛ14.12 ФЛ14.8	1400	2380 1180 780		0,845 0,416 0,274	2110 1040 685	2,2 2,2 1,4
	ФЛ12.24 ФЛ12.12 ФЛ12.8	1200	2380 1180 780		0,703 0,347 0,228	1760 870 570	2,2 1,4 1,4
	ФЛ10.24 ФЛ10.12 ФЛ10.8	1000	2380 1180 780		0,608 0,3 0,197	1520 750 495	2,2 1,4 1,4
	ФЛ8.24 ФЛ8.12	800	2380 1180		0,557 0,274	1395 685	1,1 1,1
	ФЛ6.24 ФЛ6.12	600	2380 1180		0,415 0,205	1040 515	1,1 0,7

\* Марки плит в таблице указаны условно без обозначения их группы и относятся к изделиям всех групп.

при соответствующем вылете консоли фундамента. Плиты первой группы соответствуют среднему расчетному сопротивлению основа-

ния (при коэффициенте надежности по нагрузке  $\gamma_f=1$ )  $R=0,15$  МПа, второй —  $R=0,25$  МПа, третьей —  $R=0,35$  МПа и четвертой —  $R=0,45$  МПа. Марки плит обозначаются буквами ФЛ и числами, характеризующими ширину и длину плиты, разделенными точками. Цифра, отделенная дефисом, указывает группу по несущей способности при толщине опирающейся стены 160 мм. Например, ФЛ20.12-4 — плита шириной 2000 мм, длиной 1180 мм, для среднего давления на подошве 0,45 МПа. Расчетный момент для плит определен по грани нагружающей стены, которая принята толщиной 160 мм (для крупнопанельных зданий). При увеличении толщины нагружающей стены, например до 300, 400 мм и более, расчетные размеры консолей уменьшаются и по условиям прочности плиты могут соответствовать большим значениям средних давлений на основание. Расчетная нагрузка при определении несущей способности плит вычисляется умножением среднего давления  $p$  на усредненный коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1,15$  (применительно к жилым зда-

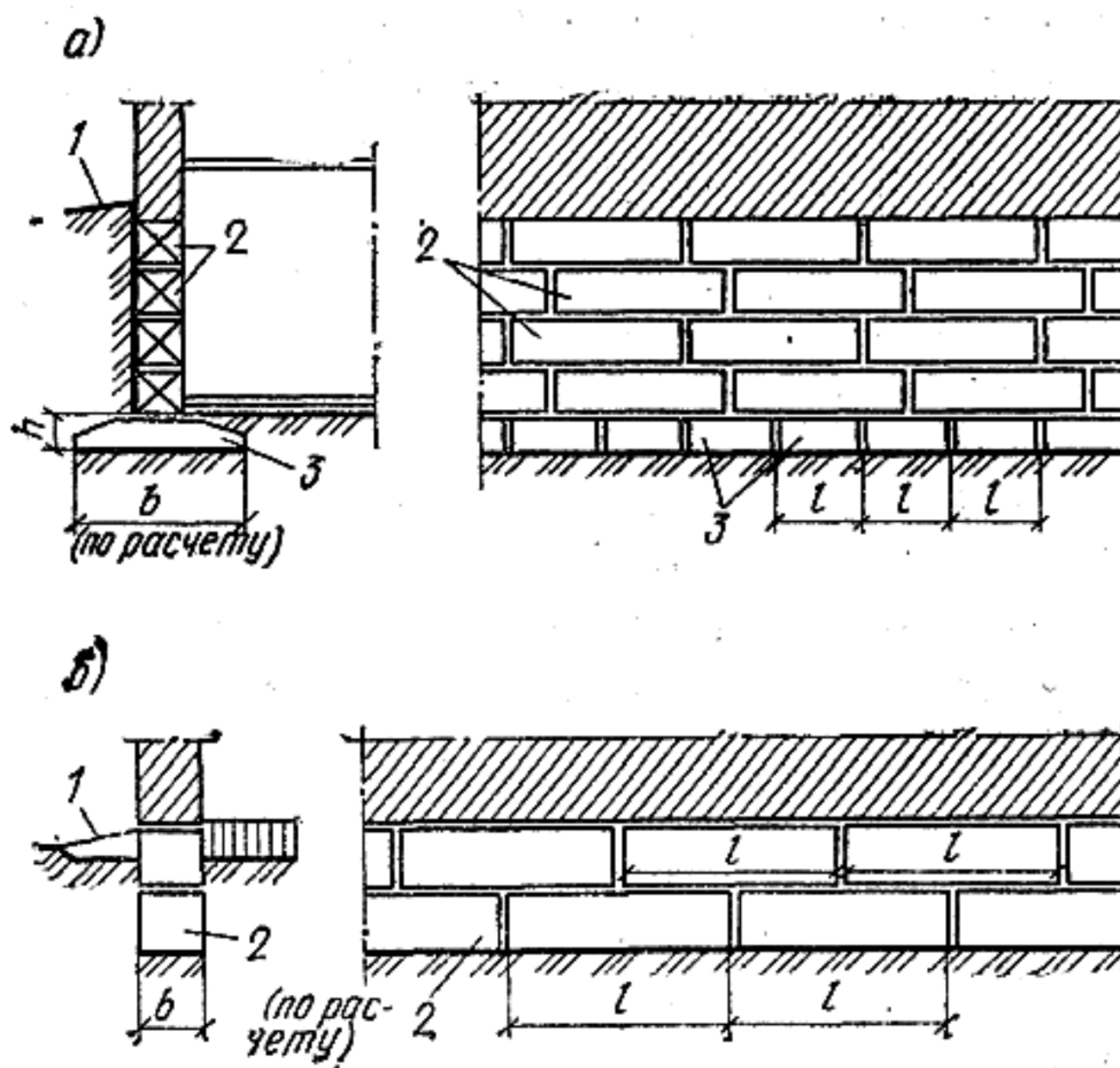


Рис. 4.4. Сборный ленточный фундамент

a — для здания с подвалом; б — для здания без подвала; 1 — поверхность грунта; 2 — бетонные блоки стен; 3 — фундаментные плиты

ниям). В случае применения плит для зданий, имеющих большой коэффициент надежности  $\gamma_f$  среднее давление по условиям прочности будет меньше на величину  $\gamma_t/\gamma_f'$ .

Плиты запроектированы применительно к их расположению выше уровня подземных вод, что обусловлено предельным раскрытием трещин не более 0,3 мм. При наличии подземных вод ширина раскрытия трещин принимается менее 0,2 мм, что приводит к снижению среднего давления по подошве на величину  $n = 0,833$  для плит с рабочей арматурой диаметром более 8 мм.

Плиты армируют одиночными сетками или плоскими арматурными блоками, собираемыми из двух сеток: верхней, имеющей маркировочный индекс К, и нижней — С. Рабочая арматура — стержневая горячекатаная периодического профиля из стали класса А-III и проволока периодического профиля из стали класса Вр-I. Распределительная арматура — гладкая арматурная проволока из стали класса В-I.

При значительных нагрузках допускается применение ребристых железобетонных блоков (табл. 4.18), рассчитанных на среднее давление по подошве 0,3 МПа при толщине опираемой на них стены 40 см. Сечение арматуры плитной части определяется из условия восприятия изгибающего момента, а арматуры ребер — поперечной силы. Армирование плитной части осуществляется плоскими сетками, а ребер жесткости — пространственными каркасами. Рабочая арматура — из стали класса А-III диаметром 10—25 мм. По условиям трещинообразования блоки рассчитаны

на применение выше уровня подземных вод.

В табл. 4.19 и 4.20 приведена номенклатура облегченных железобетонных плит с угловыми вырезами, которые могут заменять типовые плиты с аналогичными внешними размерами. Армирование плит осуществляется двумя сетками, имеющими разные размеры в плане. Плиты рассчитаны на среднее давление

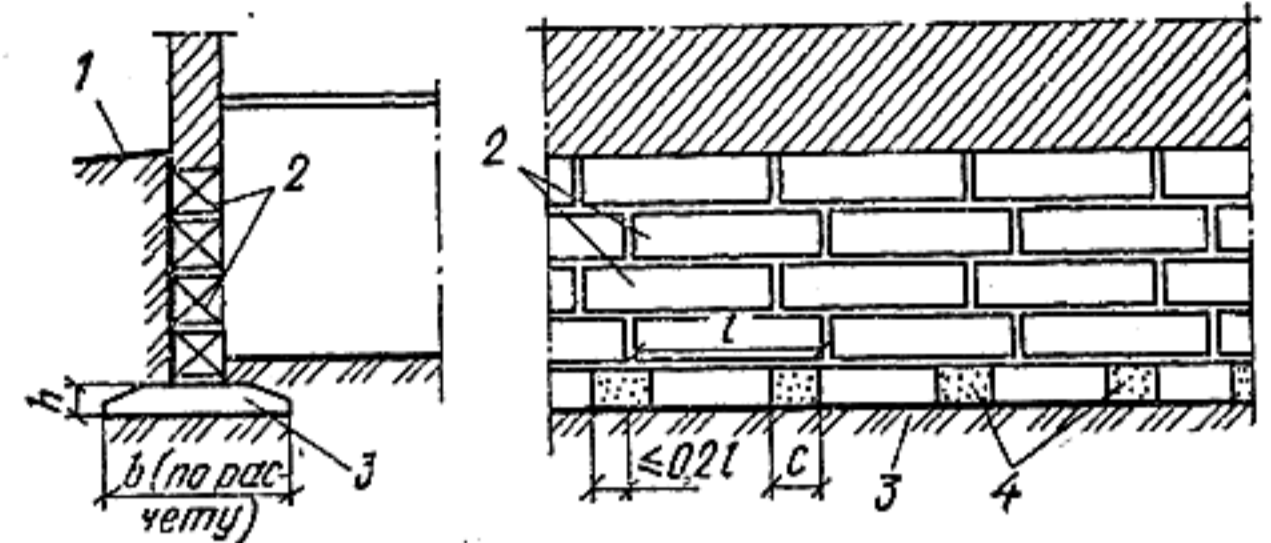


Рис. 4.5. Прерывистый фундамент

1 — поверхность грунта; 2 — бетонные блоки; 3 — фундаментные плиты; 4 — промежутки между плитами, заполненные грунтом

по подошве фундамента, равное 0,15; 0,2; 0,25; 0,35 и 0,40 МПа. Плиты разработаны для стен толщиной 18, 30 и 50 см.

При несовпадении расчетной ширины фундамента с шириной железобетонной плиты следует применять прерывистые фундаменты, устраиваемые из железобетонных плит, укладываемых на расстоянии друг от друга (рис. 4.5).

Фундаментные стены выполняются из сплошных ФБС или пустотелых ФБП блоков. Для укладки перемычек и пропуска коммуни-

ТАБЛИЦА 4.18. РЕБРИСТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ БЛОКИ

Эскиз	Марка блока	Размеры, мм			Марка бетона	Объем бетона, м <sup>3</sup>	Масса блока, т	Масса стали, кг	Вылет консоли (не более), мм
		b	l	h					
	Ф40-24	4000	2400	600	300	3,04	7,96	704	1800
	Ф40-16	4000	1600	600	300	2,34	5,85	429	1800

ТАБЛИЦА 4.19. ПЛИТЫ С УГЛОВЫМИ ВЫРЕЗАМИ

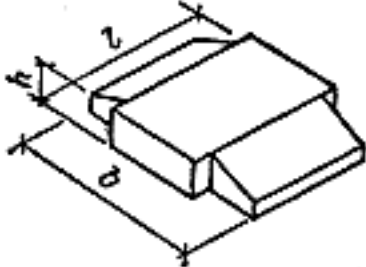
Эскиз	Марка плиты	Размеры, мм			Марка бетона	Объем бетона, м³	Масса плиты, т	Масса стали, кг				Расход стали на 1 м³ бетона, кг
		l	b	h				A-I	A-III	B-I	итого	
	Ф20.24-25в	2380	2000	500	300	1,80	4,50	8,60	21,19	2,91	32,70	18,17
	Ф20.24-35в								27,77		39,28	21,82
	Ф20.24-45в								35,61		47,15	26,19
	Ф21.24-25в	2380	2400	500	300	2,11	5,28	8,60	35,90	3,50	48,00	22,75
	Ф24.24-35в								48,43		60,58	28,71
	Ф24.24-45в								65,93		73,80	37,34
	Ф28.24-25в	2380	2800	500	300	2,53	6,32	11,28	56,70	4,08	72,06	28,48
	Ф28.24-35в								82,34		97,70	38,62
	Ф28.24-45в								109,95		125,31	49,53
	Ф32.24-25в	2380	3200	500	300	2,91	7,27	11,28	98,31	5,70	125,29	36,18
	Ф32.24-35в								125,91		141,85	48,74

ТАБЛИЦА 4.20. РАЗМЕРЫ ПЛИТ С УГЛОВЫМИ ВЫРЕЗАМИ

Эскиз	Марка плиты	Размеры, мм					
		<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>c</i>	<i>k</i>	<i>a</i>
	Ф20.24-25в Ф20.24-35в Ф20.24-45в	2380	2000	500	500	200	1800
	Ф24.24-25в Ф24.24-35в Ф24.24-45в	2380	2400	500	700	200	1800
	Ф28.24-25в Ф28.24-35в Ф28.24-45в	2380	2800	500	700	200	1800
	Ф32.24-25в Ф32.24-35в	2380	3200	500	700	200	1800

каций под потолками подвалов и технических подпольев применяются сплошные блоки с вырезом ФБВ. Внешние размеры блоков приведены в табл. 4.21. Блоки изготавливаются из тяжелого бетона, керамзитобетона и плотного силикатного бетона.

При малосжимаемых грунтах, а также при малой изменчивости сжимаемости основания толщина фундаментных стен, в том числе и подвалов, принимается равной (или меньшей) толщине надземных стен, но не менее 30 см. Надземные стены не должны выступать над фундаментными более чем на 15 см.

Для обеспечения пространственной жесткости сборного фундамента предусматривает-

ТАБЛИЦА 4.21. РАЗМЕРЫ СТЕНОВЫХ БЛОКОВ

Блок	Основные размеры, мм		
	длина	ширина	высота
ФБС	2380	300	580
		400	
		500	
	1180	400	580
		500	
		600	
880	400	280	
	500		
	600		
ФБВ	880	300	580
		400	
		500	
ФБП	2380	400	580
		500	
		600	

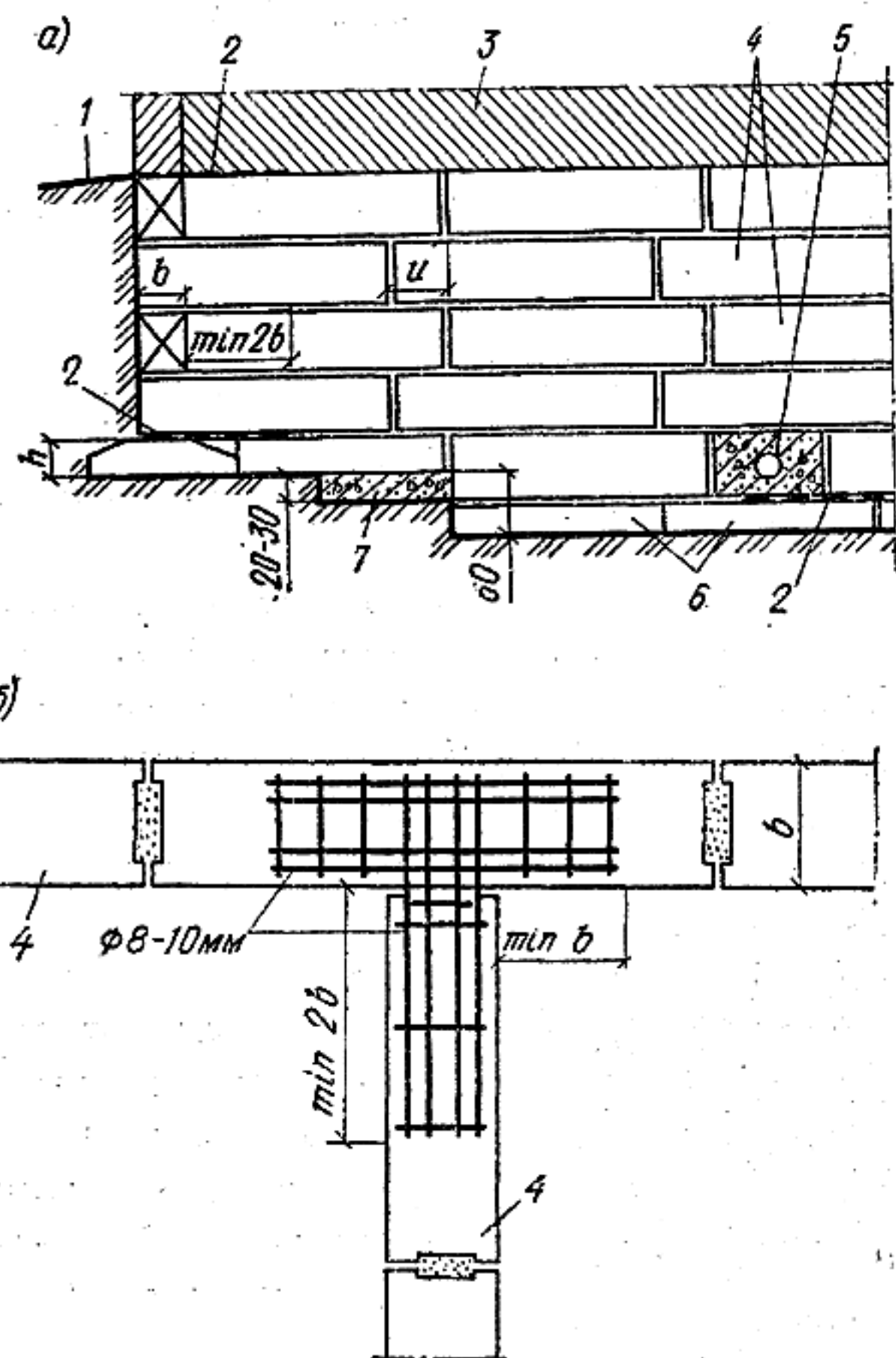


Рис. 4.6. Перевязка наружных и внутренних стен  
*a* — блоками; *б* — арматурными сетками; 1 — поверхность грунта; 2 — арматурная сетка; 3 — надземная стена; 4 — бетонные блоки; 5 — ввод трубопровода; 6 — фундаментные плиты; 7 — монолитный бетон

ся связь между продольными и поперечными стенами путем перевязки их фундаментными стеновыми блоками (рис. 4.6, *a*) или закладки в горизонтальные швы сеток из арматуры диаметром 8—10 мм (рис. 4.6, *б*). В случае при-  
 мыкания кирпичных стен к фундаментным стеновым блокам сетки следует укладывать в каждом ряду блоков (рис. 4.7, *a*). Фундамент-

ные стеновые блоки укладываются с перевязкой вертикальных швов, глубина которой и принимается:

при малосжимаемых грунтах ( $E < 10$  МПа) — не менее 0,4 высоты фундаментного стенового блока;

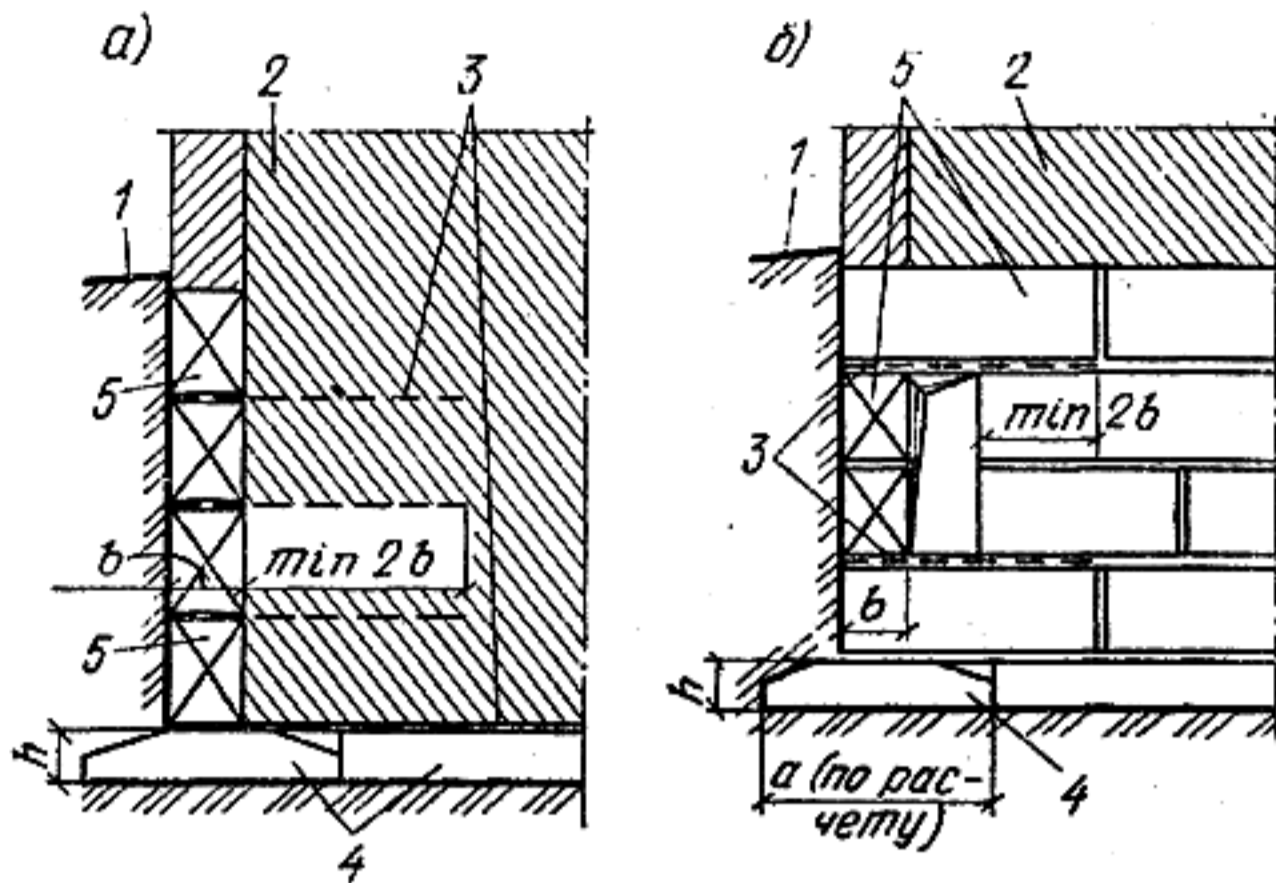


Рис. 4.7. Примыкание кирпичной стены к стене из бетонных блоков (а) и устройство вводов (б)

1 — поверхность грунта; 2 — кирпичная стена; 3 — арматурные сетки; 4 — фундаментные плиты; 5 — бетонные блоки

при сильносжимаемых, просадочных засоленных, насыпных и набухающих грунтах — не менее высоты фундаментного стенового блока.

Для уменьшения числа типоразмеров фундаментных стеновых блоков, а также для устройства вводов (рис. 4.7, б) оставляют проемы длиной не более 0,6 м, которые при необходимости заполняются кирпичом или бетоном. При этом лежащий выше блок должен перекрывать проемы. В углах здания проемы не допускаются. В прерывистых фундаментах вертикальный шов между нижними фундаментными стеновыми блоками следует располагать в пределах фундаментных плит. Допускается располагать этот шов в промежутках между плитами при условии, что величина консоли фундаментного стенового блока не превышает 0,2 его длины.

Переход одного участка фундамента к другому осуществляется уступами, отношение высоты к длине которых принимается не менее 1:2 при связных грунтах и 1:3 при песчаных грунтах. В сборных фундаментах высота уступа принимается равной высоте фундаментного стенового блока или железобетонной плиты, которые при необходимости укладываются на слой тощего бетона (см. рис. 4.6, а).

При возведении сборных фундаментов на сильносжимаемых, просадочных и других структурно неустойчивых грунтах, а также при неравномерном напластовании слоев предус-

матриваются армированные швы или пояса поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков по всему периметру здания с соблюдением следующих требований:

армированный шов должен быть толщиной 3—5 см; для его устройства применяется цементный раствор не ниже марки раствора основной кладки и не ниже М 50;

армированный пояс следует выполнять из монолитного бетона или из сборных элементов; высота пояса 10—15 см, бетон марки не ниже М 100;

шов и пояс полагается армировать стержнями диаметром не менее 10 мм.

При устройстве швов применяют плоские сетки, а поясов — пространственные каркасы (ширина шва и пояса должна быть не менее 0,8 толщины стены) и располагают в одном уровне. При невозможности выполнения их на одном уровне допускается их располагать на разных отметках, но при этом они должны перекрывать друг друга на длину не менее 50 диаметров рабочей арматуры и не менее двух расстояний между ними по вертикали. При устройстве над подвалом монолитного перекрытия, имеющего глубину заделки не менее 0,8 толщины фундаментной стены, армированный пояс не требуется.

От поверхностных и подземных вод стены защищают путем устройства отстоков и укладки горизонтальной гидроизоляции на уровне не ниже 5 см от поверхности отстоки и не выше 30 см от подготовки пола подвала. Внешняя поверхность подвальных стен защищается обмазочной изоляцией в один или в два слоя.

#### 4.3.3. Отдельные фундаменты под колонны

Основным типом фундаментов, устраиваемых под колонны, являются монолитные железобетонные фундаменты, включающие плитную часть ступенчатой формы и подколонник. Сопряжение сборных колонн с фундаментом осуществляется с помощью стакана (см. рис. 4.1, а), монолитных — соединением

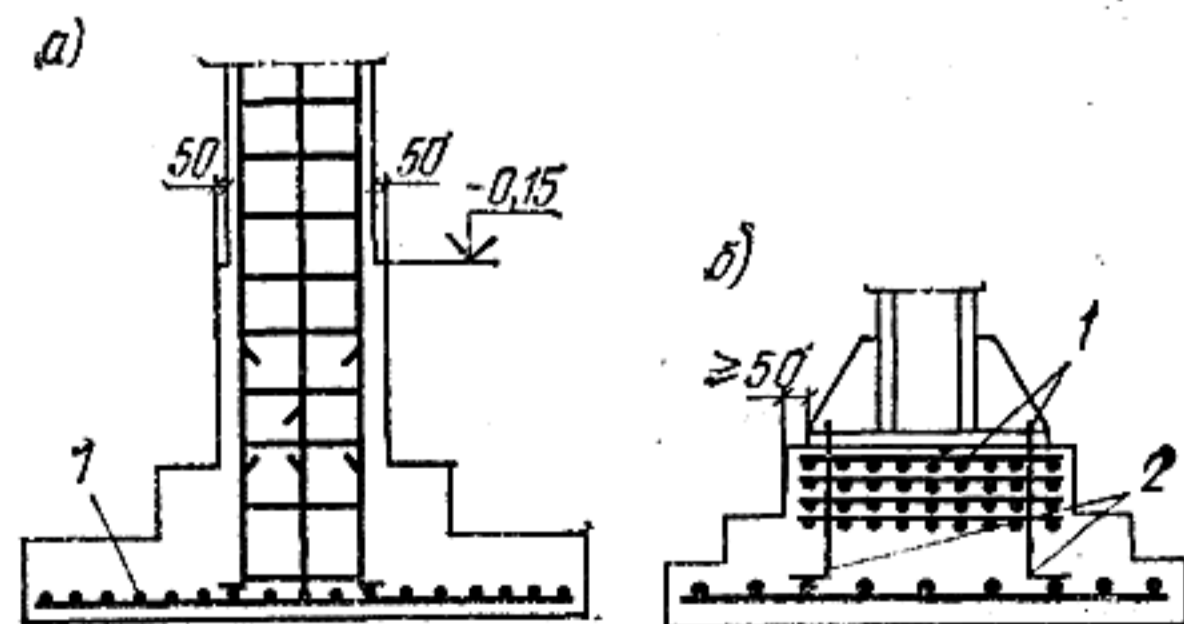


Рис. 4.8. Соединение колонн с фундаментом  
а — монолитной; б — стальной; 1 — арматурные сетки; 2 — анкерные болты

арматуры колонн с выпусками из фундамента (рис. 4.8, а), стальных — креплением башмака колонны к анкерным болтам, забетонированным в фундаменте (рис. 4.8, б). Размеры в плане подошвы ( $b, l$ ), ступеней ( $b_1, l_1$ ), подколонника ( $l_{uc}, b_{uc}$ ) принимаются кратными 300 мм; высота ступеней ( $h_1, h_2$ ) — кратной 150 мм; высота фундамента ( $h_f$ ) — кратной 300 мм, высота плитной части ( $h$ ) — кратной 150 мм.

Модульные размеры фундамента следующие:

$h_f$ . . . . .	1500—12 000
$h$ . . . . .	300, 450, 600, 750, 900, 1050, 1200, 1500, 1800
$h_1, h_2, h_3$ . . . . .	300, 450, 600
$b$ . . . . .	1500—6600
$l$ . . . . .	1500—8400
$b_1, b_2$ . . . . .	1500—6000
$b_{uc}$ . . . . .	900—2400
$l_{uc}$ . . . . .	900—3600
$l_1, l_2$ . . . . .	1500—7500

ТАБЛИЦА 4.22. ВЫСОТА СТУПЕНЕЙ ФУНДАМЕНТОВ, мм

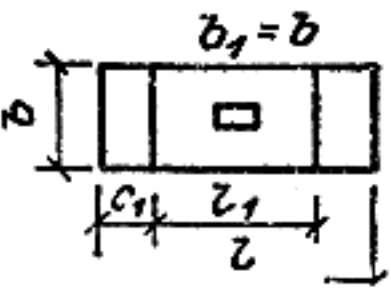
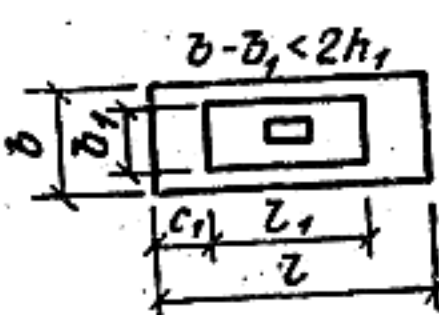
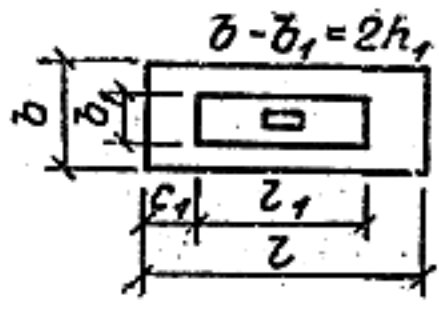
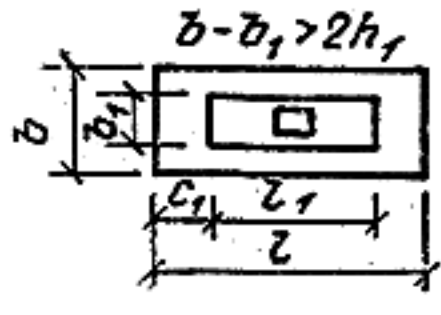
Высота плитной части фундамента $h$ , мм	$h_1$	$h_2$	$h_3$
300	300	—	—
450	450	—	—
600	300	300	—
750	300	450	—
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Высота ступеней принимается по табл. 4.22 в зависимости от высоты плитной части фундамента [1]. Вынос нижней ступени вычисляется по формуле  $c_1 = kh_1$ , где  $k$  — коэффициент, принимаемый по табл. 4.23.

Форма фундамента и подколонника в плане принимается: при центральной нагрузке — квадратной, размерами  $b \times b$  и  $b_{uc} \times b_{uc}$ ; при внецентренной нагрузке — прямоугольной, размерами  $b \times l$  и  $b_{uc} \times l_{uc}$ ; отношение  $b/l$  составляет 0,6—0,85.

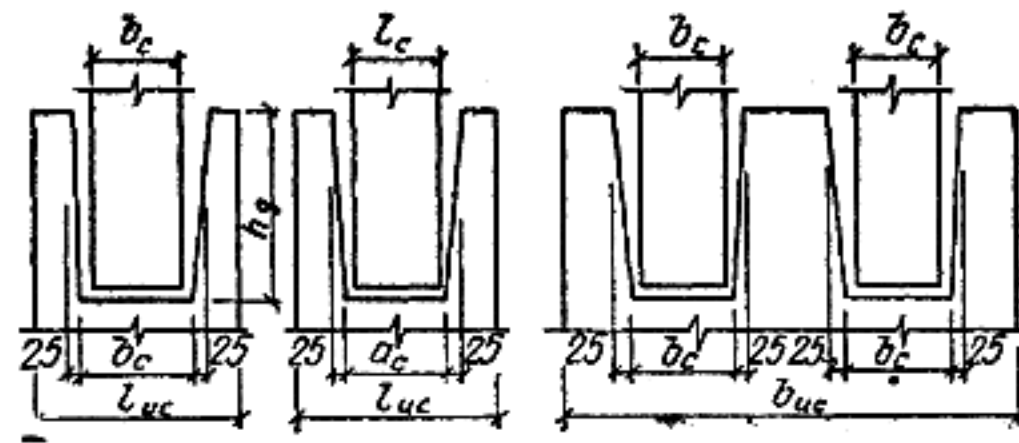
Габариты фундаментов под типовые колонны прямоугольного сечения, например по сериям КЭ-01-49 и КЭ-01-55, для одноэтажных промышленных зданий принимаются по серии 1.412-1/77. Буквы в марках фундаментов обозначают: Ф — фундамент; А, Б, В и АТ, БТ и

ТАБЛИЦА 4.23. КОЭФФИЦИЕНТ  $k$

Давление на грунт, МПа	Значения $k$ при марке бетона																	
	М 150			М 200			М 300			М 150			М 200			М 300		
																		
0,15	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
0,2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2,9	3	3	3	3	3
0,25	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2,5	2,8	3	2,6	3	3
0,3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2,7	3	3	2,3	2,5	3	2,4	2,6	3
0,35	2,8	3	3	2,7	3	3	2,4	2,7	3	2,4	2,9	3	2,1	2,3	2,7	2,6	2,9	2,9
0,4	2,6	2,9	3	2,5	2,8	3	2,3	2,5	3	2,3	2,5	3	2,1	2,3	2,5	2,4	2,6	2,6
0,45	2,7	3	3	2,7	3	3	2,4	2,7	3	2,1	2,3	2,8	2	2,2	2,3	2,4	2,6	2,6
0,5	2,4	2,7	3	2,3	2,6	3	2,1	2,3	3	2,1	2,3	2,8	1,9	2	2,3	2,5	2,7	2,3
0,55	2,5	2,8	3	2,5	2,7	3	2,2	2,5	3	2	2,2	2,6	1,8	1,9	2,2	2,2	2,4	2,2
	2,3	2,5	3,8	2,2	2,4	2,9	2	2,2	2,6	1,9	2,1	2,5	1,7	1,8	2,1	2,3	2,5	2,1
	2,3	2,5	3,8	2,2	2,4	2,9	2	2,2	2,6	1,7	1,8	2,1	1,7	1,8	2,1	2,3	2,5	2,1

Примечание. Над чертой указано значение без учета крановых и ветровых нагрузок, под чертой — с учетом этих нагрузок.

ТАБЛИЦА 4.24. РАЗМЕРЫ ПОДКОЛОННОЙ ЧАСТИ ФУНДАМЕНТОВ



Размеры колонн, мм		Рядовой фундамент		Фундамент под температурный шов		Размеры стакана, мм			Объем стакана, м³		
$l_c$	$b_c$	тип под- колонника	размеры, мм		тип под- колонника	размеры, мм		$h_g$		$l_g$	$b_g$
			$l_{uc}$	$b_{uc}$		$l_{uc}$	$b_{uc}$				
400	400	А	900	900	АТ	900	2100	800 900	500	500	0,22 0,25
500	500	Б	1200	1200	БТ	1200	2100	800	600	600	0,31
600	400							900	700	500	0,34
600	500							800	700	600	0,41
800	400	В	1200	1200	ВТ	1500	2100	900	900	500	0,44
800	500							900	900	600	0,52

ВТ — тип подколонников для рядовых фундаментов и под температурные швы (табл. 4.24), а числа характеризуют типоразмер подошвы плитной части фундамента и его типоразмер по высоте. По высоте приняты следующие размеры: тип 1 — 1,5 м; тип 2 — 1,8 м; тип 3 — 2,4 м; тип 4 — 3 м; тип 5 — 3,6 м и тип 6 — 4,2 м.

В табл. 4.25 и 4.26 приводятся в качестве примера эскизы и размеры рядовых фундамен-

тов и фундаментов под температурные швы. Эти фундаменты могут применяться при расчетном сопротивлении основания 0,15—0,6 МПа.

Все размеры фундаментов приняты кратными 300 мм. Применяется бетон марок М 150 и М 200. Армирование осуществляется плоскими сварными сетками из арматуры классов А-I, А-II и А-III. Защитный слой бетона при-

ТАБЛИЦА 4.25. РАЗМЕРЫ РЯДОВЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Эскиз	Марка фунда- мента	Размеры, мм						Объем бетона, м³	
		$l$	$b$	$l_1$	$b_1$	$h_1$	$h_2$		$h_f$
	ФА6-1	2400	2100	1500	1500	300	300	1500	2,9
	ФА6-2							1800	3,2
	ФА6-3							2400	3,6
	ФА6-4							3000	4,1
	ФА6-5							3600	4,6
	ФА6-6							4200	5,1
	ФА7-1	2700	2100	1800	1500	300	300	1500	3,2
	ФА7-2							1800	3,3
	ФА7-3							2400	4,0
	ФА7-4							3000	4,5
	ФА7-5							3600	4,9
	ФА7-6							4200	5,4
	ФА8-1	2700	2400	1800	1500	300	300	1500	3,5
	ФА8-2							1800	2,7
	ФА8-3							2400	4,2
	ФА8-4							3000	4,7
	ФА8-5							3600	5,2
	ФА8-6							4200	5,7
	ФА9-1	3000	2400	2100	1500	300	300	1500	3,8
	ФА9-2							1800	4,1
	ФА9-3							2400	4,6
	ФА9-4							3000	5,0
	ФА9-5							3600	5,5
	ФА9-6							4200	6,0



ТАБЛИЦА 4.26. РАЗМЕРЫ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ШВЫ

Эскиз	Марка фундамента	Размеры, мм						Объем бетона, м <sup>3</sup>
		<i>b</i>	<i>l</i>	<i>b</i> <sub>1</sub>	<i>h</i> <sub>1</sub>	<i>h</i> <sub>2</sub>	<i>h</i> <sub>f</sub>	
	ФАТ3-1	1800	2100	—	300	—	1500	3,4
	ФАТ3-2						1800	4,0
	ФАТ3-3						2400	5,1
	ФАТ3-4						3000	6,2
	ФАТ3-5						3600	7,4
	ФАТ3-6						4200	8,5
	ФАТ6-1	2400	2100	1500	300	300	1500	4,2
	ФАТ6-2						1800	4,7
	ФАТ6-3						2400	5,9
	ФАТ6-4						3000	7,0
	ФАТ6-5						3600	8,1
	ФАТ6-6						4200	9,3
	ФАТ7-1	2700	2100	1800	300	300	1500	4,5
	ФАТ7-2						1800	5,1
	ФАТ7-3						2400	6,2
	ФАТ7-4						3000	7,4
	ФАТ7-5						3600	8,5
	ФАТ7-6						4200	9,6

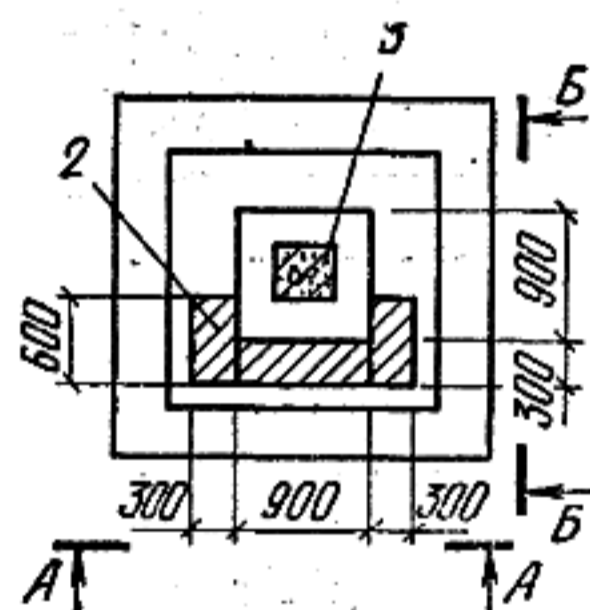
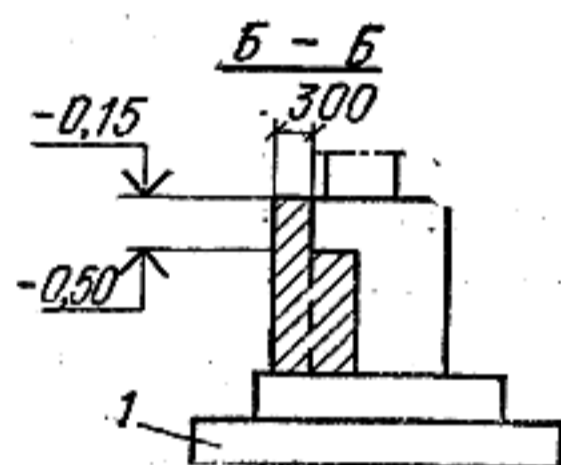
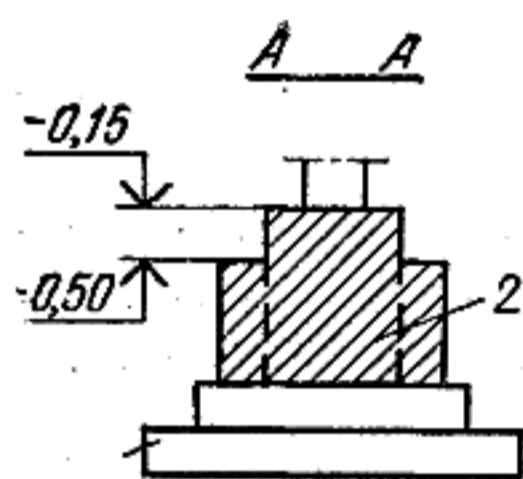


Рис. 4.9. Фундамент с подбетонкой для опирания балок  
1 — фундамент; 2 — подбетонка; 3 — колонна

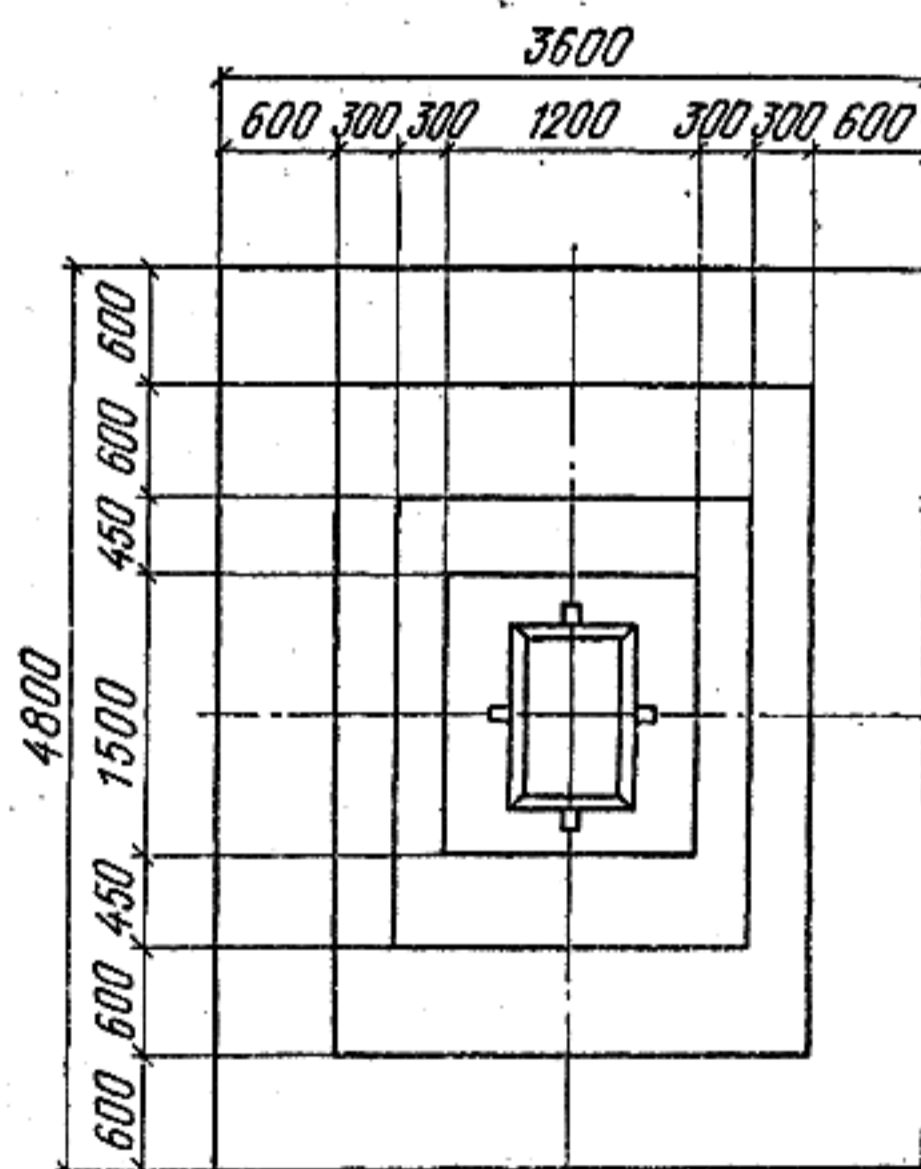
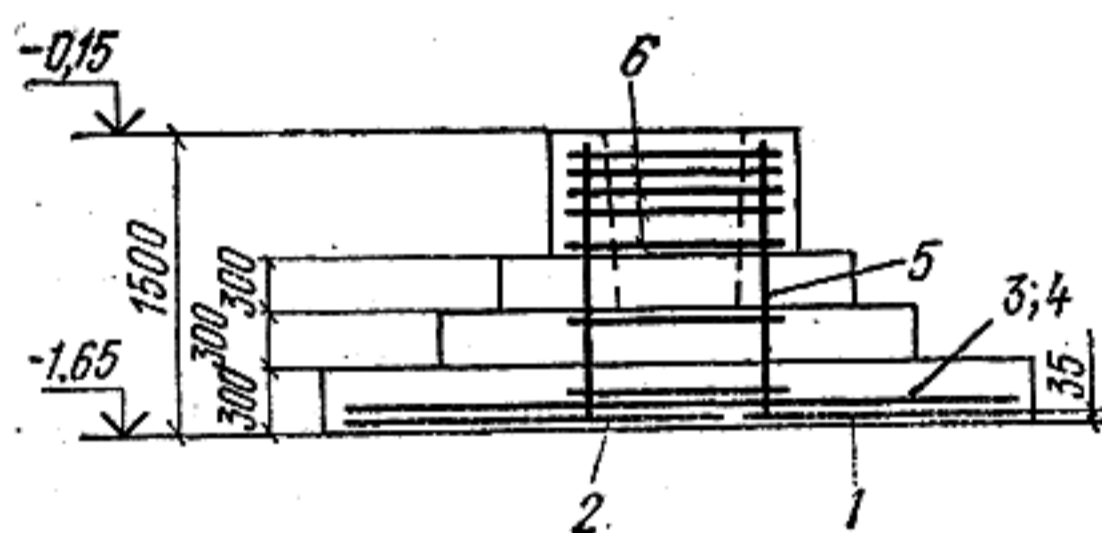


Рис. 4.10. Фундамент стаканного типа под колонну  
1—6 — арматурные сетки

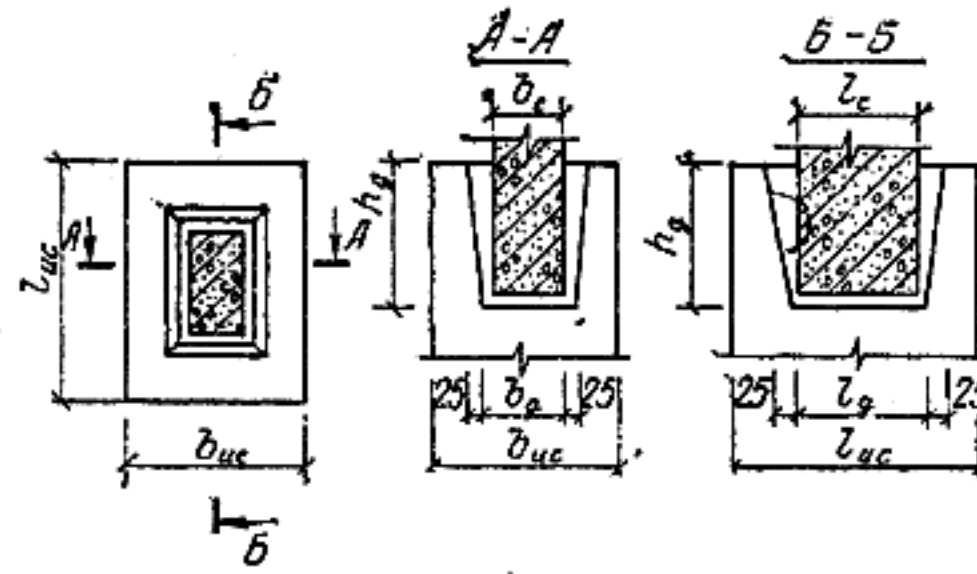
нят толщиной 35 мм с одновременным устройством подготовки толщиной 100 мм из бетона М 50. Для опирания фундаментных балок предусмотрена подбетонка (рис. 4.9). Пример конструктивного решения фундамента приведен на рис. 4.10.

Габариты монолитных фундаментов под типовые колонны двухветвевое сечения, в частности для серии КЭ-01-52 одноэтажных промышленных зданий, принимаются по серии 1.412-2/77. Размеры подколонной части таких фундаментов приведены в табл. 4.27. Габариты плитной части имеют типоразмеры от 1 до 18, а также типоразмер 19, при котором размер подошвы составляет 6×5 м. По высоте фунда-

менты могут быть 1—6-го типа. Остальные параметры такие же, как и в серии 1.412-1/77.

Железобетонные фундаменты под типовые колонны прямоугольного сечения, например по сериям ИИ-04, ИИ-20 и 1.420-6 для многоэтаж-

ТАБЛИЦА 4.27. ТИПЫ И РАЗМЕРЫ ПОДКОЛОННИКОВ

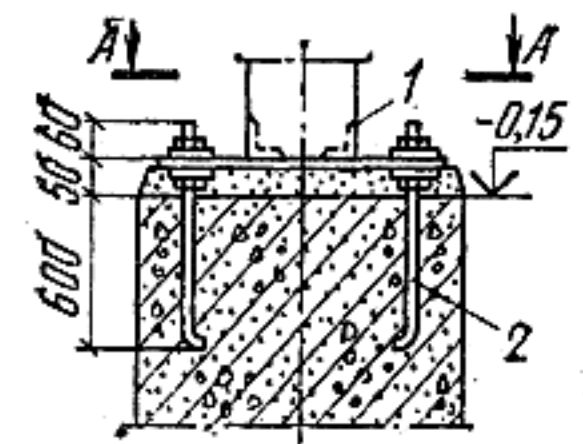


Размеры колонн, мм		Рядовой фундамент		Фундамент под температурный шов		Размеры стаканов, мм			Объем стакана, м³		
l <sub>c</sub>	b <sub>c</sub>	тип под-колонников	размеры, мм		тип подколонников	размеры, мм		h <sub>г</sub>		l <sub>г</sub>	b <sub>г</sub>
			l <sub>ис</sub>	b <sub>ис</sub>		l <sub>ис</sub>	b <sub>ис</sub>				
300	300	А	900	900	АТ	900	2100	450	400	400	0,08
								450			0,12
400	400							650	500	500	0,18
								1050			0,29
600	400	Б	1200	1200	БТ	1200	2100	650	700	500	0,25
								1050			0,40

ных производственных зданий, принимаются по серии 1.412-3/79. Отличие в маркировке фундаментов по сравнению с другими сериями заключается в том, что после цифры, обозначающей типоразмер подошвы, приводится высота плитной части. Размеры подколонной части фундамента приведены в табл. 4.27. Габариты плитной части включают типоразмеры от 1 до 18 и типоразмер 19 (с размером подошвы 5,4 × 6 м). По высоте фундаменты могут быть 1—6-го типа. Остальные параметры такие же, как и в серии 1.412-1/77. Монолитные железобетонные фундаменты под железобетонные типовые фахверковые колонны прямоугольного сечения, в частности по шифрам 460-75, 13-74 и 1142-77, принимаются по серии 1.412.1-4. Размеры фундаментов приведены в табл. 4.28. Сопряжение колонны с фундаментом шарнирное. Фундаменты разработаны для давления 0,15—0,6 МПа. Применяется бетон марки М 150. Армирование осуществляется сварными сетками из арматуры классов А-I, А-II и А-III. Пример узла опирания колонны на фундамент дан на рис. 4.11.

Под колонны зданий применяются сборные фундаменты из одного или нескольких элементов. На рис. 4.12 приведены решения сборных фундаментов под колонны каркаса для многоэтажных общественных и производственных зданий из элементов серии 1.020-1. Элементы фундамента типа Ф применяются на естественном основании, типа ФС — для составных фун-

даментов (табл. 4.29). Толщина защитного слоя бетона нижней рабочей арматуры принимается 35 мм, а остальной арматуры — 30 мм. Глуби-



А - А

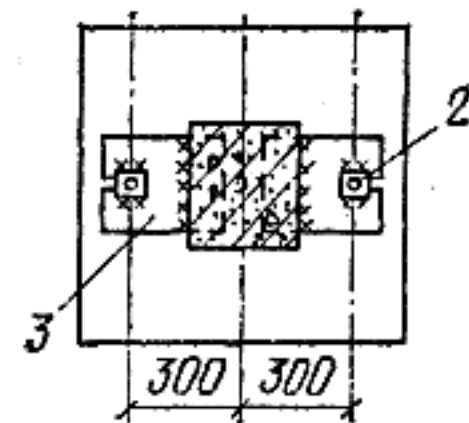


Рис. 4.11. Узел опирания колонны на фундамент

1 — закладное изделие колонны; 2 — анкер; 3 — соединительный элемент

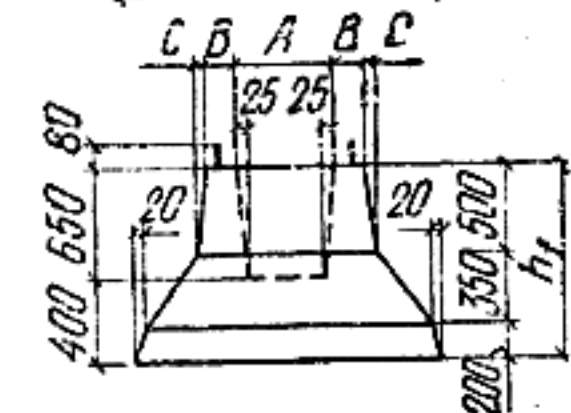
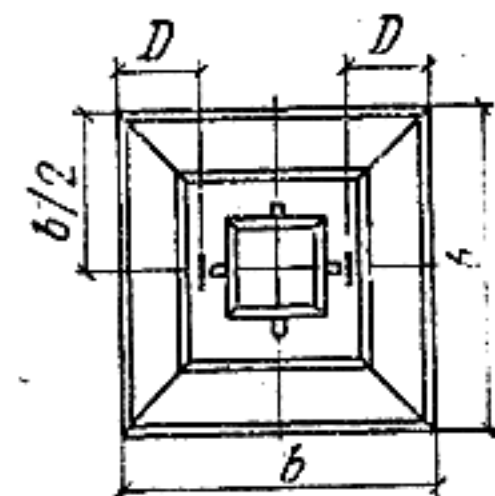


Рис. 4.12. Сборный фундамент под колонну

ТАБЛИЦА 4.28. РАЗМЕРЫ ФУНДАМЕНТОВ ФАХВЕРКОВЫХ КОЛОНН

Эскиз	Марка фундамента	Размеры, мм						Объем бетона, м³
		$\frac{l}{l_1}$	$\frac{b}{b_1}$	$\frac{c}{c_1}$	$\frac{d}{d_1}$	$\frac{h_1}{h_2}$	$h_f$	
	ОФ1-1 ФФ1-2 ФФ1-3 ФФ1-4 ФФ1-5 ФФ1-6	1500	1500	300	300	300	1500	1,65
	ФФ2-1 ФФ2-2 ФФ2-3 ФФ2-4 ФФ2-5 ФФ2-6	1800	1800	450	450	300	1500	1,94
	ФФ3-1 ФФ3-2 ФФ3-3 ФФ3-4 ФФ3-5 ФФ3-6	2400	1800	450	450	300	1500	2,43
	ФФ4-1 ФФ4-2 ФФ4-3 ФФ4-4 ФФ4-5 ФФ4-6	2400	2100	450	300	300	1800	2,92
	ФФ5-1 ФФ5-2 ФФ5-3 ФФ5-4 ФФ5-5 ФФ5-6	2700	2100	450	300	300	1800	3,48
	ФФ6-1 ФФ6-2 ФФ6-3 ФФ6-4 ФФ6-5 ФФ6-6	3000	2400	600	450	300	1800	3,70
	ФФ3-1 ФФ3-2 ФФ3-3 ФФ3-4 ФФ3-5 ФФ3-6	1500	900	300	—	300	1800	2,67
	ФФ4-1 ФФ4-2 ФФ4-3 ФФ4-4 ФФ4-5 ФФ4-6	1500	1500	300	300	300	2400	3,16
	ФФ5-1 ФФ5-2 ФФ5-3 ФФ5-4 ФФ5-5 ФФ5-6	1800	1500	450	300	300	2400	3,97
	ФФ6-1 ФФ6-2 ФФ6-3 ФФ6-4 ФФ6-5 ФФ6-6	1800	1500	450	300	300	3000	4,92
	ФФ3-1 ФФ3-2 ФФ3-3 ФФ3-4 ФФ3-5 ФФ3-6	1500	900	300	—	300	3600	4,13
	ФФ4-1 ФФ4-2 ФФ4-3 ФФ4-4 ФФ4-5 ФФ4-6	1500	1500	300	300	300	3600	4,62

ТАБЛИЦА 4.29. РАЗМЕРЫ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Типоразмер фундамента	Размеры фундаментов, мм						Масса фундамента т
	b	h <sub>f</sub>	A	B	C	D	
1Ф13	4300	1050	450	275	150	200	3,19
1Ф17	1700				50	400	4,17
1Ф21	2100				50	650	5,49
2Ф13	1300		500	225	150	200	3,05
2Ф17	1700				50	400	4,04
2Ф21	2100				50	650	5,35
1ФС13	1300		450	275	150	200	3,19
2ФС13			550	225	150	200	3,05

на заделки колонны в фундамент должна быть не менее величин, приведенных в табл. 4.30.

Глубина заделки двухветвевых колонн

$$h' > 0,5 + 0,33h,$$

где h — расстояние между наружными гранями ветвей колонн.

При h ≥ 2,1 м h' принимается равной 1,2 м.

ТАБЛИЦА 4.30. ГЛУБИНА ЗАДЕЛКИ КОЛОНН

Отношение толщины стенки стакана к высоте верхнего подколлонника	Глубина заделки h' колонны прямоугольного сечения при эксцентриситете продольной силы	
	e <sub>0</sub> < 2h <sub>c</sub>	e <sub>0</sub> > 2h <sub>c</sub>
> 0,5	h <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>
≤ 0,5	h <sub>c</sub>	$h_c + \frac{1}{3} (h_c - 2d_g) \times \left( \frac{e_0}{h_c} - 2 \right)$

Глубина заделки всех типов колонн должна, кроме того, быть не менее глубины заделки ее рабочей арматуры, принимаемой по табл. 4.31. Для возможности рихтовки сборных колонн глубина стакана принимается на 50 мм

ТАБЛИЦА 4.31. ГЛУБИНА ЗАДЕЛКИ АРМАТУРЫ КОЛОНН

Арматура	Колонна	Глубина заделки рабочей арматуры колонн при проектной марке бетона	
		М 200	М 300 и выше
Горячекатаная периодического профиля класса А-II	Прямоугольного сечения Двухветвевая	25d (15d)	20d (10d)
		30d (15d)	25d (10d)
То же, А-III	Прямоугольного сечения Двухветвевая	30d (18d)	25d (15d)
		35d (18d)	30d (15d)

Примечания: 1. Допускается уменьшать глубину заделки колонн до 15 диаметров продольной рабочей арматуры при условии приварки к концам продольных рабочих стержней (дополнительных анкерующих стержней или шайб).

2. Значения, приведенные в скобках, относятся к глубине заделки сжатой рабочей арматуры.

3. Для парных стержней колонны глубина заделки определяется в соответствии с приведенным (по площади сечения) диаметром.

больше глубины заделки колонны. Толщина дна стакана назначается по расчету, но не менее 200 мм. Толщина стенок неармированного стакана  $d_g$  поверху принимается не менее 0,75 высоты подколоники, а при его отсутствии — высоте верхней ступени или 0,75 глубины стакана, но не менее 200 мм. Толщина армированного стакана назначается расчетом, но не менее величин, указанных в табл. 4.32. Размеры стакана понизу принимаются больше размера колонны в плане на 100 мм, поверху — на 150 мм.

фундаменты выпуски арматуры из фундамента соединяются с арматурой колонн. Заделка выпусков арматуры в фундамент и длина выпусков из фундамента принимаются не менее величин, приведенных в табл. 4.33.

Стыки выпусков арматуры колонн и фундаментов устраиваются выше пола. Стыки рабочей арматуры при диаметре стержней до 32 мм, расположенной в растянутой зоне, должны иметь длину нахлестки не менее величин, указанных в табл. 4.33. При этом стыки располагаются вразбежку. Выпуски арматуры сое-

ТАБЛИЦА 4.32. ТОЛЩИНА СТенок АРМИРОВАННОГО СТАКАНА

Направление усилия	Колонна	Толщина стенок стакана
В плоскости изгибающего момента	Прямоугольного сечения при эксцентриситете продольной силы $e < 2h_c$ То же, но при $e > 2h_c$ Двухветвевая	$0,2h_c$ , но не менее 150 мм
		$0,3h_c$ , но не менее 150 мм $0,2h'$ , но не менее 150 мм
Из плоскости изгибающего момента	Прямоугольного сечения и двухветвевая	$> 150$ мм

Рекомендуемые марки бетона для железобетонных монолитных фундаментов М 150 и М 200, для сборных — М 200 и М 300. Замоноличивание колонны производится бетоном марки не ниже М 150. Армирование подошвы осуществляется сетками из арматуры периодического профиля классов А-II и А-III. Расстояние между осями рабочих стержней составляет 200 мм, диаметр при их длине до 3 м — не менее 10 мм, при большей длине — 12 мм. Во всех пересечениях стержни должны быть сварены. Диаметр продольных рабочих стержней подколоники принимается не менее 12 мм. Подколоники армируются продольными и поперечными стержнями; площадь сечения стержней определяется расчетом.

В местах опирания монолитных колонн на

ТАБЛИЦА 4.33. ДЛИНА ЗАДЕЛКИ ВЫПУСКОВ АРМАТУРЫ

Арматура	Длина выпусков при бетоне проектной марки	
	М 150	М 200 и выше
Горячекатаная периодического профиля класса А-II и круглая (гладкая) класса А-I	35d	30d
То же, класса А-III	45d	40d

диняются хомутами с расстоянием между ними не более 10 диаметров.

Под монолитными фундаментами при любых грунтах предусматривается сплошная бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона марки не ниже М 50, под сборными допускает-

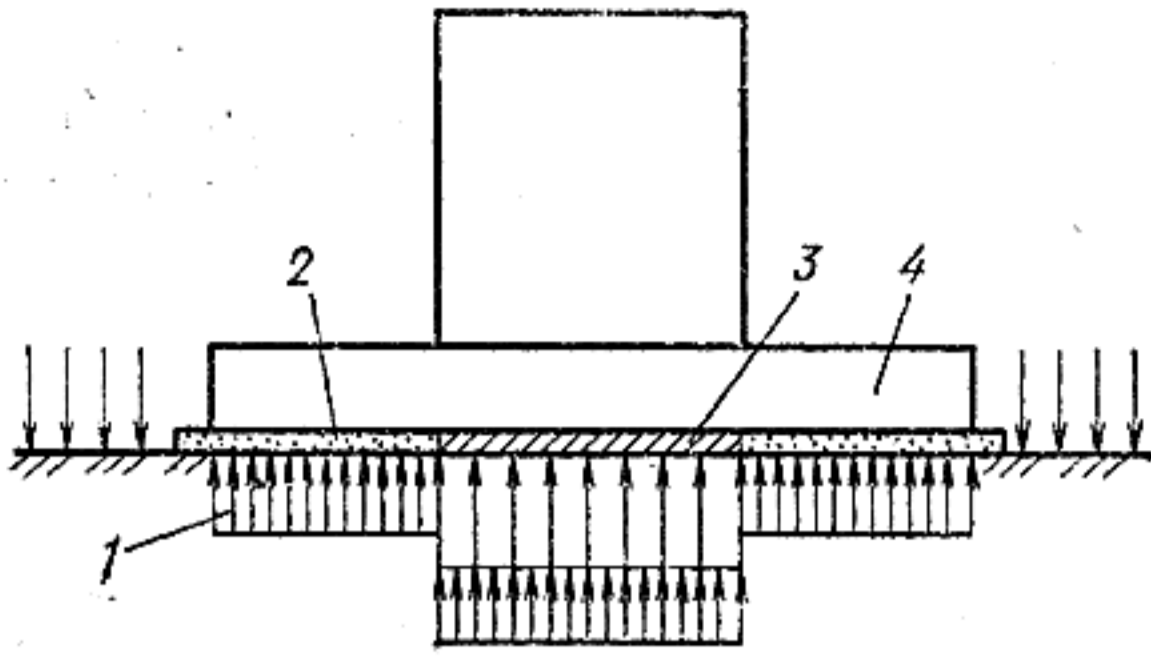


Рис. 4.13. Фундамент на промежуточной подготовке  
1 — эпюра контактных давлений; 2 — рыхлый песок; 3 — бетон; 4 — фундамент

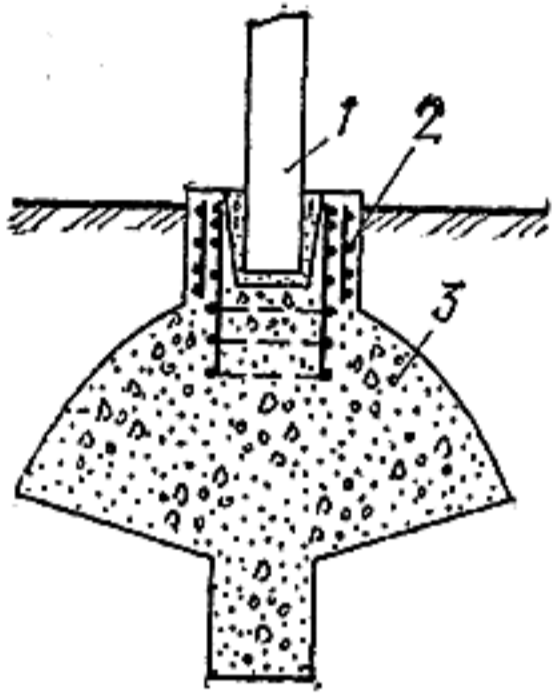


Рис. 4.14. Буробетонный фундамент  
1 — колонна; 2 — арматурный каркас; 3 — фундамент

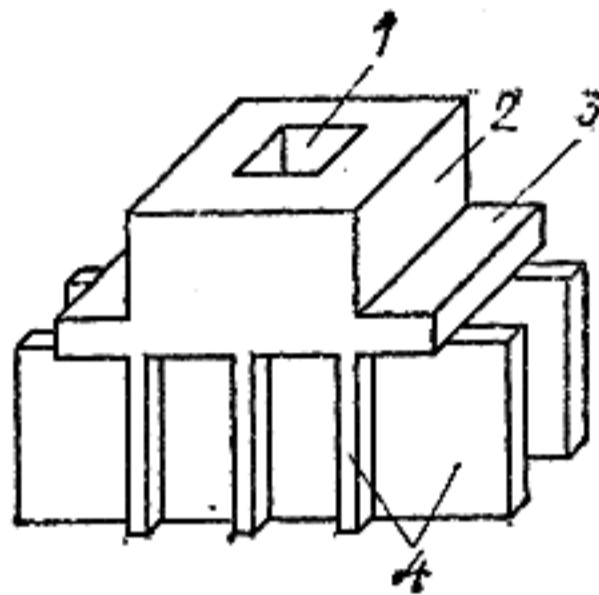


Рис. 4.15. Шелевой фундамент  
1 — стакан; 2 — подколонник; 3 — плитная часть; 4 — бетонные пластины

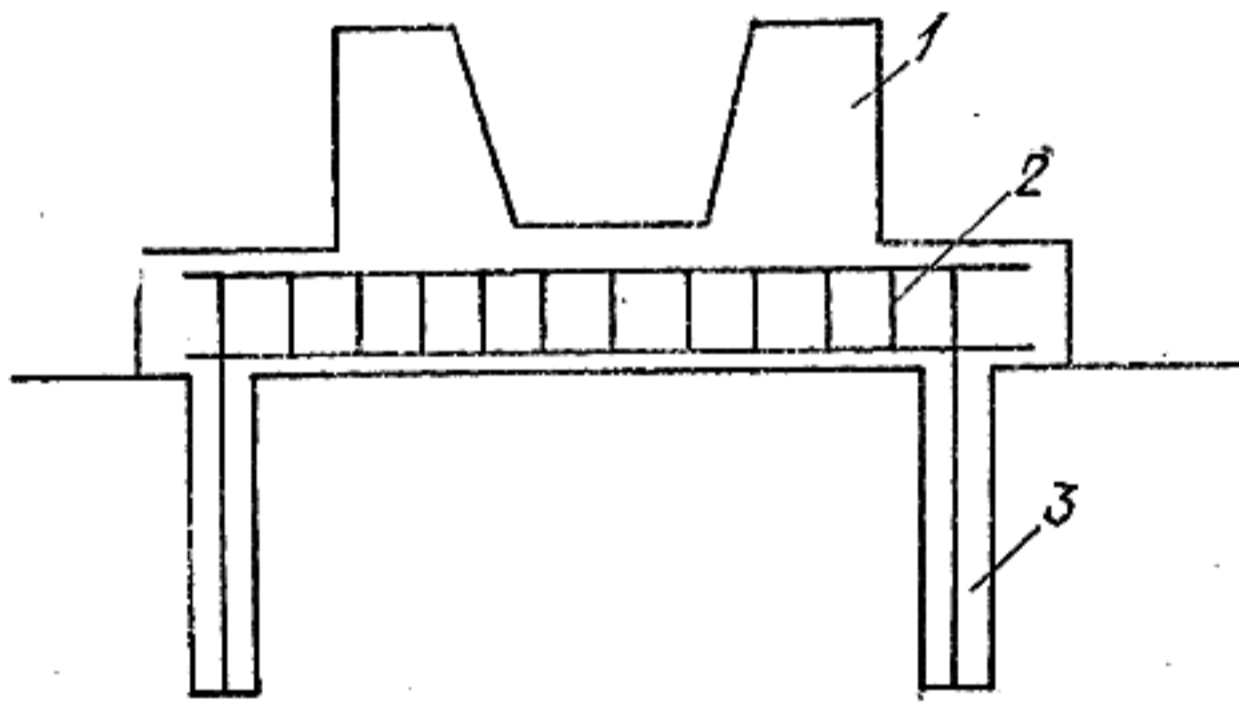


Рис. 4.16. Фундамент с анкерами  
1 — фундамент; 2 — арматурный каркас; 3 — анкер

ся принимать песчаную подготовку. Целесообразно возводить фундаменты на промежуточной подготовке, переменной жесткости в плане (рис. 4.13). В этом случае эпюра контактных давлений трансформируется таким образом, что наибольшие давления на грунт концентрируются под бетонной частью подготовки.

В связных грунтах целесообразно применение буробетонных (рис. 4.14) или шелевых пространственных фундаментов (рис. 4.15). Буробетонный фундамент устраивается в разбуриваемых полостях, заполняемых литым бе-

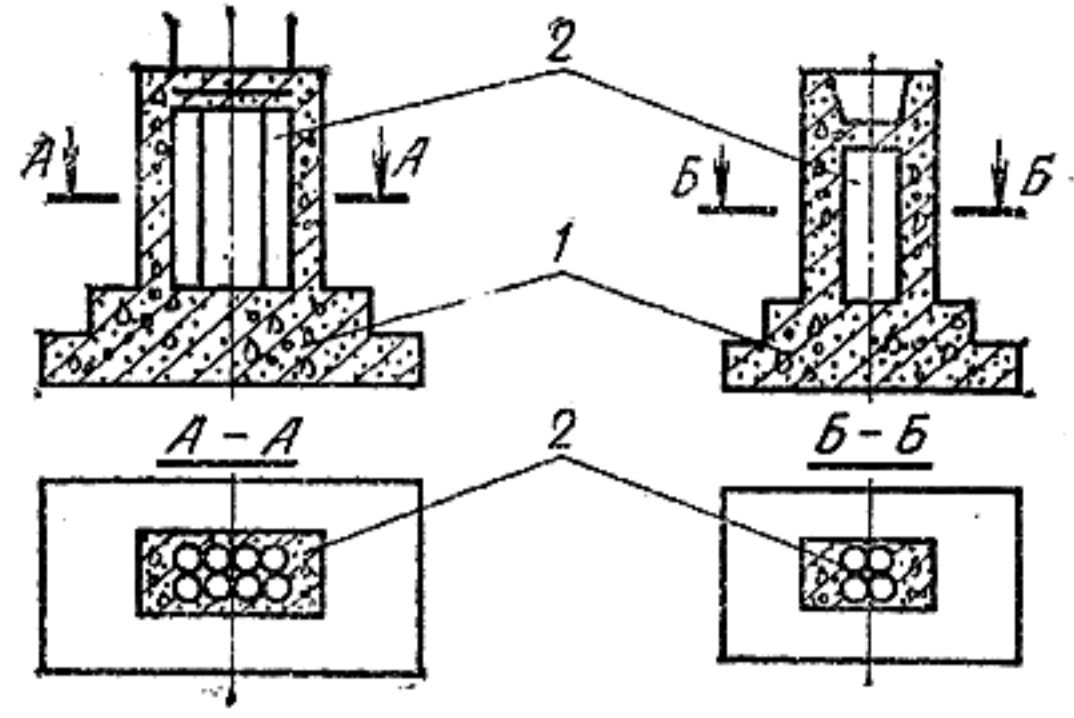


Рис. 4.17. Фундаменты с пустотообразователями  
1 — фундамент; 2 — пустотообразователи

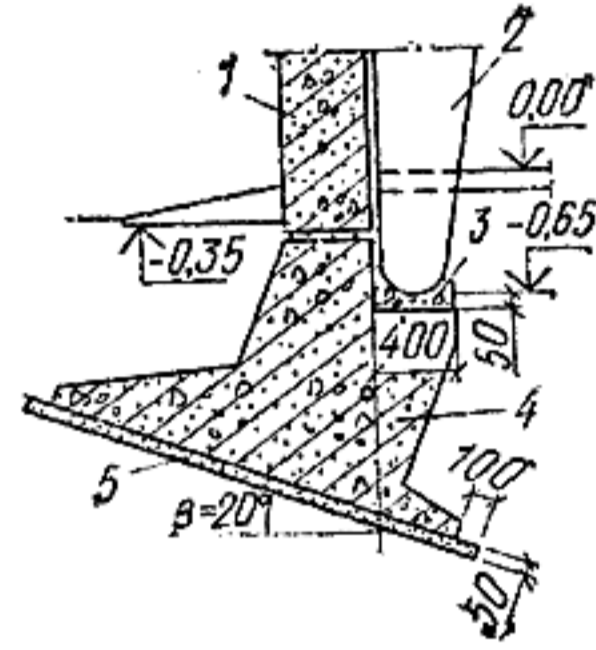


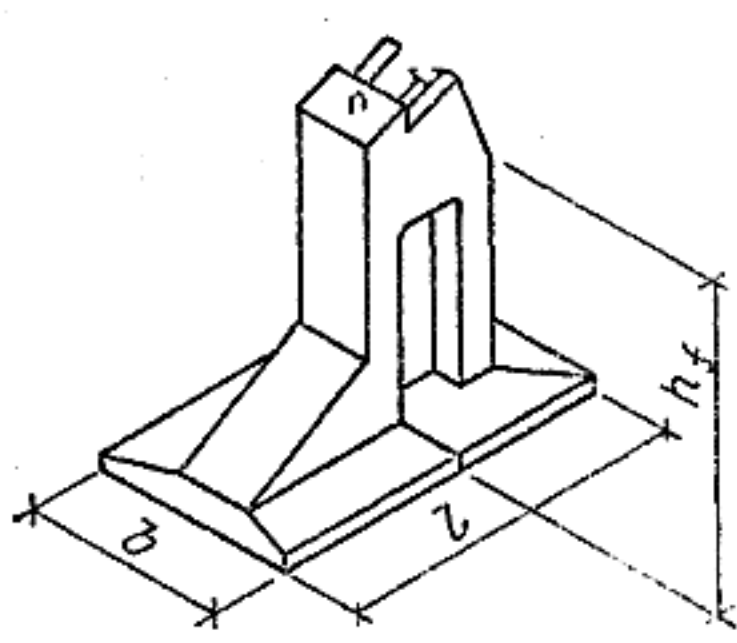
Рис. 4.18. Фундамент с наклонной подошвой  
1 — цокольная панель; 2 — полурама; 3 — подбетонка; 4 — фундамент; 5 — подготовка

тоном. Армируется только стаканная часть. Щелевой пространственный фундамент устраивается путем прорезки узких взаимно перпендикулярных щелей шириной 10—20 см, в которые, при необходимости, устанавливается арматура с последующим заполнением бетоном. Торцы отдельных бетонных пластин могут быть вертикальными или наклонными. Подколонник опирается на верхние плоскости бетонных пластин и на грунт, находящийся между ними. Расстояние между пластинами составляет 2—4 их толщины. Нагрузка на основание передается торцом, а также боковой поверхностью. Сопряжение колонн с фундаментами в этом случае такое же, как и в обычных фундаментах.

При передаче на фундамент больших моментов и небольшой вертикальной нагрузки целесообразно применять фундаменты с жесткими анкерами, воспринимающими выдергивающие усилия, что позволит уменьшить крен и отрыв подошвы (рис. 4.16). В нескальных грунтах анкеры представляют собой армированные каркасами буронабивные сваи диаметром 15—20 см, длиной 3—4 м, жестко соединяемые с плитной частью. В скальных грунтах анкеры представляют собой напрягаемые стержни с анкерующими болтами.

Массивные монолитные фундаменты устраиваются с пустотообразователями диаметром от 100 до 300 мм (рис. 4.17). Размеры сборных фундаментов из бетона М 200 с наклонной подошвой под распорные конструкции приведены в табл. 4.34, а пример решения — на рис. 4.18.

ТАБЛИЦА 4.34. РАЗМЕРЫ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД РАСПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

Эскиз	Типоразмер фундамента	Марка фундамента	Размеры, мм			Объем бетона, м <sup>3</sup>	Масса стали, кг	Масса блока, т
			<i>l</i>	<i>h<sub>f</sub></i>	<i>b</i>			
	1	Ф15. 15. 12	1500	1200	1500	0,81	39,61	2,03
	2	Ф21. 09. 12	2100	1200	900	0,77	37,03	1,93
	3	Ф21. 12. 12	2100	1200	1200	0,89	41,56	2,23
	4	Ф15. 15. 18	1500	1800	1500	1,07	42,50	2,68
	5	Ф21. 09. 18	2100	1800	900	1,00	39,92	2,50
	6	Ф21. 12. 18	2100	1800	1200	1,12	44,45	2,80
	7	Ф21. 09. 21	2100	2100	900	1,08	41,37	2,70
	8	Ф21. 12. 21	2100	2100	1200	1,19	49,90	2,98
	9	Ф21. 09. 24	2100	2400	900	1,08	42,84	2,95
	10	Ф21. 12. 24	2100	2400	1200	1,20	47,37	3,00

#### 4.3.4. Ленточные и плитные фундаменты под колонны

Ленточные фундаменты под колонны устраиваются в виде одинарных или перекрестных лент. Плитные фундаменты устраиваются под всем сооружением. Основными конструктивными типами являются безбалочная плита с опиранием колонн на сборные стаканы (рис. 4.19, а), безбалочная плита с монолитным стаканом (рис. 4.19, б), ребристая плита, соединяемая с колоннами с помощью монолитных стаканов (рис. 4.19, в) или выпусков арматуры (рис. 4.19, в), плита коробчатого сечения (рис. 4.19, г).

Армирование фундаментных плит осуществляется:

плоскими сварными сетками с рабочей арматурой одного направления и пространственными поддерживающими каркасами;

отдельными стержнями, располагаемыми в двух направлениях;

унифицированными плоскими сварными сетками с добавлением отдельных стержней в местах наибольших моментов;

отдельными стержнями в продольном направлении и сварными каркасами в поперечном направлении.

В качестве арматуры используется сталь класса А-III. Марка бетона плиты не менее М 150.

Ленточные и плитные фундаменты могут выполняться в сборном варианте в виде отдельных блоков или плит, соединяемых между собой с последующим омоноличиванием стыков. Целесообразно осуществлять предварительное натяжение арматуры в процессе монтажа фундаментов.

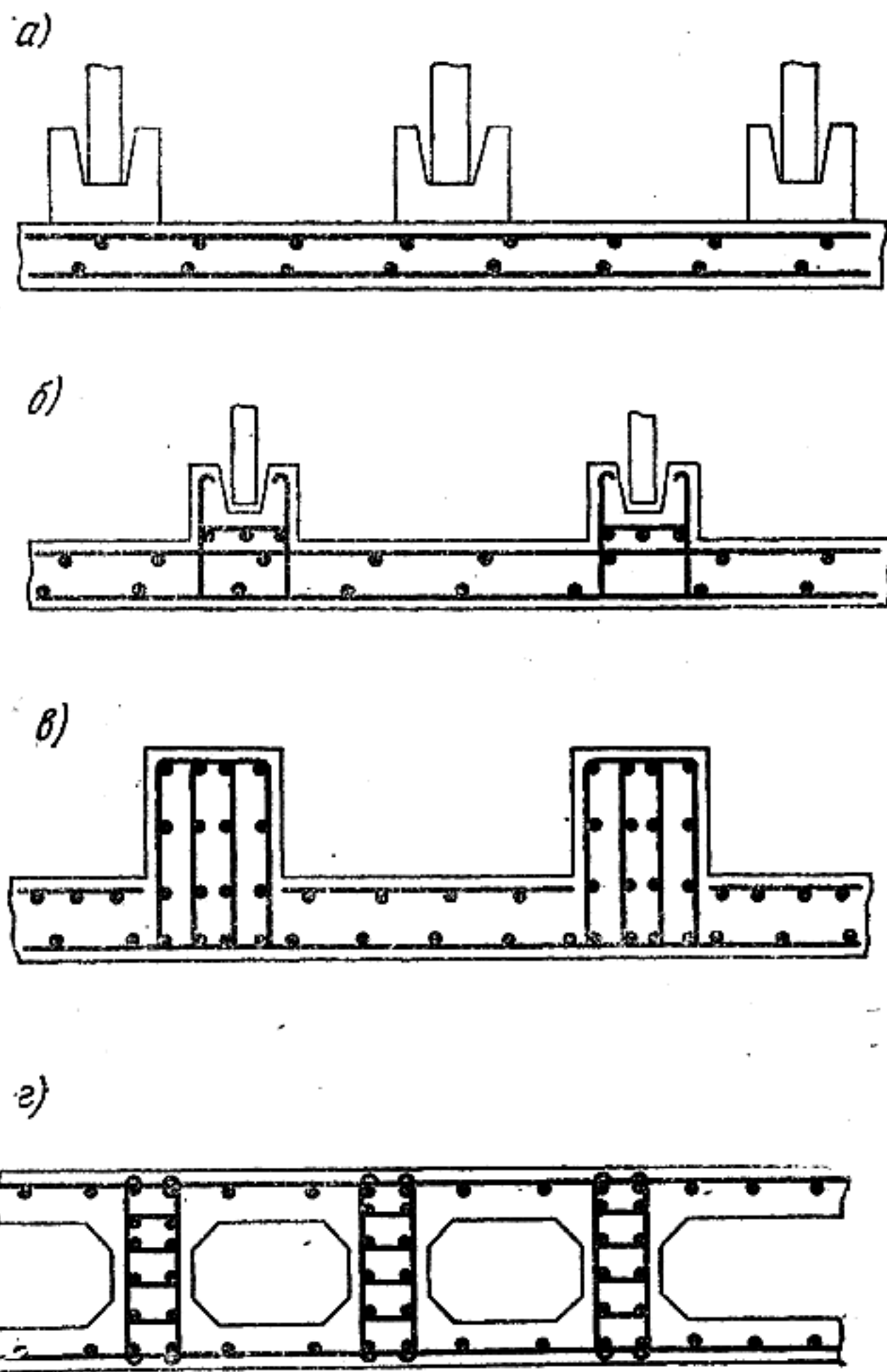


Рис. 4.19. Плитные фундаменты

а — со сборными стаканами; б — с монолитными стаканами; в — ребристая плита; г — плита коробчатого сечения

Указанные фундаменты применяются для снижения неравномерности деформаций при слабых, просадочных и набухающих грунтах, а также при наличии карстовых явлений и в сейсмических районах.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1978. — 112 с.

2. Строительные нормы и правила. Бетонные и

железобетонные конструкции. СНиП II-21-75. — М.: Стройиздат, 1976.

3. Строительные нормы и правила. Каменные и армокаменные конструкции. СНиП II-22-81. — М.: Стройиздат, 1983.

## Глава 5. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

### 5.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Проектирование оснований является неотъемлемой составной частью проектирования сооружений в целом. Статическая схема сооружения, его конструктивное и объемно-планировочное решение, плановая и высотная привязка должны приниматься с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства и технически возможных решений фундаментов.

Проектирование оснований включает обоснованный расчет выбор типа оснований (естественное или искусственное), а также конструкции, материала и размеров фундаментов (мелкого или глубокого заложения; ленточные, плитные, столбчатые; железобетонные, бетонные, бутобетонные и др.) с применением в случае необходимости строительных или конструктивных мероприятий для уменьшения влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность сооружений [4].

Основания рассчитывают по двум группам предельных состояний:

по первой группе — по несущей способности;

по второй группе — по деформациям (по осадкам, прогибам, подъемам и пр.).

В расчетах оснований следует учитывать совместное действие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (например, влияние на физико-механические свойства грунтов атмосферных или подземных вод, тепловых источников различного вида, климатических воздействий и т. п.). Необходимо иметь в виду, что к изменению влажности особенно чувствительны просадочные, набухающие и засоленные грунты, к изменению температурного режима — набухающие и пучинистые грунты.

Расчет оснований по деформациям должен выполняться всегда, расчет по несущей способности выполняется в следующих случаях:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;

б) фундамент или сооружение расположены на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами (зоторфованными, торфами и сапропелями), а также илами при степени их влажности  $S_r \geq 0,85$  и коэффициенте консолидации  $c_v < 10^{-7}$  см<sup>2</sup>/год;

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности в случаях «а» и «б» можно не производить, если приняты конструктивные мероприятия, исключающие возможность смещения рассматриваемого фундамента.

Если проектом предусматривается возведение сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов, необходимо проверить несущую способность основания с учетом нагрузок, действующих в процессе строительства.

Расчет по первому предельному состоянию производится для обеспечения несущей способности (прочности и устойчивости) и ограничения развития чрезмерных пластических деформаций грунта основания с учетом возможных неблагоприятных воздействий и условий их работы в период строительства и эксплуатации сооружений; по второму предельному состоянию — для ограничения абсолютных или относительных перемещений (в том числе колебаний) конструкций и оснований такими пределами, при которых обеспечивается нормальная эксплуатация сооружения.

Сооружение и его основание должны рассматриваться как единое целое. О предельном состоянии основания можно говорить лишь в том случае, если все сооружение или отдельные его элементы находятся в предельном состоянии.

При проектировании необходимо учитывать, что потеря несущей способности основания, как правило, приводит конструкции сооружения в предельное состояние первой группы. При этом предельные состояния основания и конструкций сооружения совпадают. Деформации же основания могут привести конструкции сооружения в предельное состояние как второй, так и первой группы, поэтому деформации основания лимитируются как прочностью, устойчивостью и трещиностойкостью конструкций, так и архитектурными и технологическими требованиями, предъявляемыми к сооружению или размещенному в нем оборудованию.

Расчетная схема системы «сооружение — основание» или «фундамент — основание», представляющая собой совокупность упрощающих предположений относительно геометрической схемы конструкции, свойств материалов и грунтов, характера взаимодействия конструкции с основанием (включая схематизацию возможных предельных состояний), должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов,

определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, характера напластований и свойств грунтов основания, особенностей возведения сооружения и т. д.). В необходимых случаях должны учитываться пространственная работа конструкций, геометрическая и физическая нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, а также возможность их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

Для расчета деформаций основания чаще всего используются расчетные схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства или линейно-деформируемого слоя.

При использовании схемы полупространства для расчета осадок глубина сжимаемой толщи основания  $H_c$  ограничивается значениями, зависящими от соотношения дополнительных вертикальных нормальных напряжений от внешней нагрузки  $\sigma_{zp}$  и от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$ .

Расчетная схема основания в виде линейно-деформируемого слоя применяется в следующих случаях [4]:

в пределах сжимаемой толщи основания  $H_c$ , определенной как для линейно-деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации  $E_1 \geq 100$  МПа и толщиной  $h_1$ , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}\right), \quad (5.1)$$

где  $E_2$  — модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации  $E_1$ ;

ширина (диаметр) фундамента  $b \geq 10$  м и модуль деформации грунтов основания  $E \geq 10$  МПа.

Толщина линейно-деформируемого слоя  $H$  в первом случае принимается до кровли мало-сжимаемого грунта, во втором случае вычисляется по формуле (5.62).

Схему в виде линейно-деформируемого слоя допускается также применять для фундаментов шириной  $b \geq 10$  м при наличии в пределах сжимаемой толщи слоев грунта с модулем деформации  $E < 10$  МПа, если их суммарная толщина не превышает  $0,2 H$ .

При расчете деформаций основания с использованием расчетных схем основания в виде линейно-деформируемой среды давление под подошвой фундамента ограничивается в соответствии с указаниями п. 5.5.2.

Для расчета конструкций на сжимаемом основании могут применяться схемы, характеризуемые коэффициентом постели или коэффициентом жесткости. Под коэффициентом жесткости понимается отношение нагрузки,

действующей на основание, к его расчетной осадке. Такая характеристика сжимаемости основания целесообразна при необходимости учета неоднородности грунтов основания (в том числе вызванной неравномерным замачиванием просадочных грунтов), при расчете конструкций на подрабатываемых территориях и т. д.

В расчетах конструкций пространственно жестких сооружений во взаимодействии со сжимаемым основанием, особенно при значительных ожидаемых неравномерных деформациях основания, рекомендуется учитывать нелинейность деформирования грунтов. При этом допускается использовать упрощенные методы, в которых, в частности, фундаменты сооружения рассматриваются как отдельные нелинейно-деформирующиеся опоры. Зависимость осадки основания таких опор от давления  $p$  рекомендуется принимать в виде [2]

$$s_p = s_R \frac{(p_u - p_1) p}{(p_u - p) p_1}, \quad (5.2)$$

где  $s_R$  — расчетная осадка основания при давлении  $p_1$ , равном расчетному сопротивлению грунта основания;  $p_u$  — давление на основание, соответствующее исчерпанию его несущей способности.

Расчет сооружений во взаимодействии с нелинейно-деформирующимся основанием выполняется с применением ЭВМ.

Развитие деформаций грунтов основания во времени (консолидационное уплотнение, ползучесть), а также анизотропию прочностных и деформационных характеристик грунтов следует учитывать, как правило, при расчете оснований, сложенных водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами, а также илами. Для одного и того же сооружения расчетная схема может меняться в зависимости от вида предельного состояния, цели расчета, вида учитываемых воздействий, разработанности методов расчета и т. д.

**Пример 5.1.** Каркасно-панельное здание повышенной этажности, проектируемое на площадке, где в верхней зоне основания залегают пылеватые пески и суглинки с модулем деформации  $E = 15-20$  МПа, подстилаемые известняками с модулем деформации  $E = 120$  МПа, имеет фундамент в виде коробчатой железобетонной плиты (рис. 5.1, а).

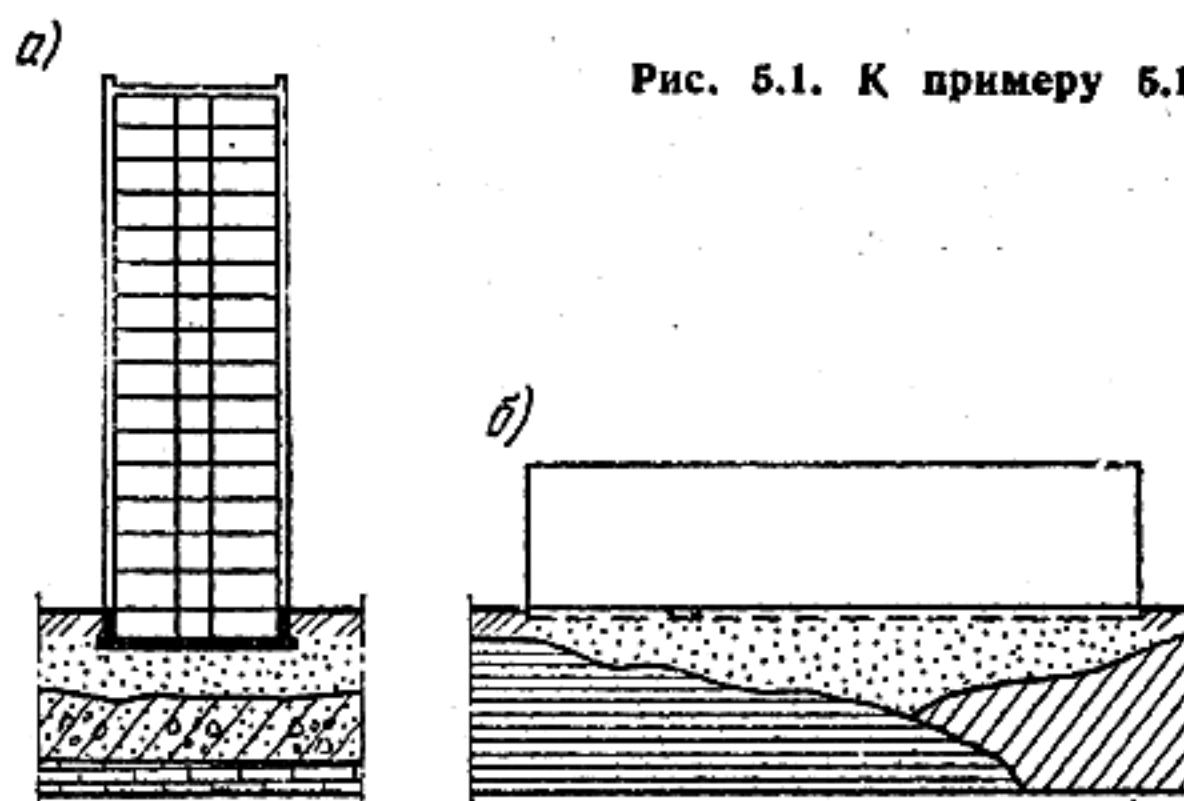


Рис. 5.1. К примеру 5.1



При расчете несущих конструкций здания на ветровые нагрузки в качестве расчетной схемы в данном случае принимается многоэтажная рама с жесткой заделкой стоек в уровне верха фундаментной плиты. Для определения усилий в конструкции фундаментной плиты расчетная схема принимается в виде плиты конечной жесткости на линейно-деформируемом слое. При вычислении крена здания жесткость плиты можно принять бесконечно большой. При определении средней осадки основания, а также при расчете его несущей способности допускается пренебречь жесткостью плиты и считать давление на основание распределенным по линейному закону.

Для расчета конструкций протяженного крупнопанельного жилого дома, имеющего в основании напластование грунтов с ярко выраженной неравномерной сжимаемостью (рис. 5.1, б), целесообразно принять расчетную схему в виде равномерно загруженной балки конечной жесткости на основании с переменным коэффициентом жесткости.

## 5.2. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИЯХ

Напряжения в грунтах определяются с помощью теории линейно-деформируемой среды. При этом предполагается, что сжатие основания от собственного веса и внешней нагрузки закончилось, нагружение основания производится без разгрузки и внешнее давление на основание не превышает расчетного сопротивления.

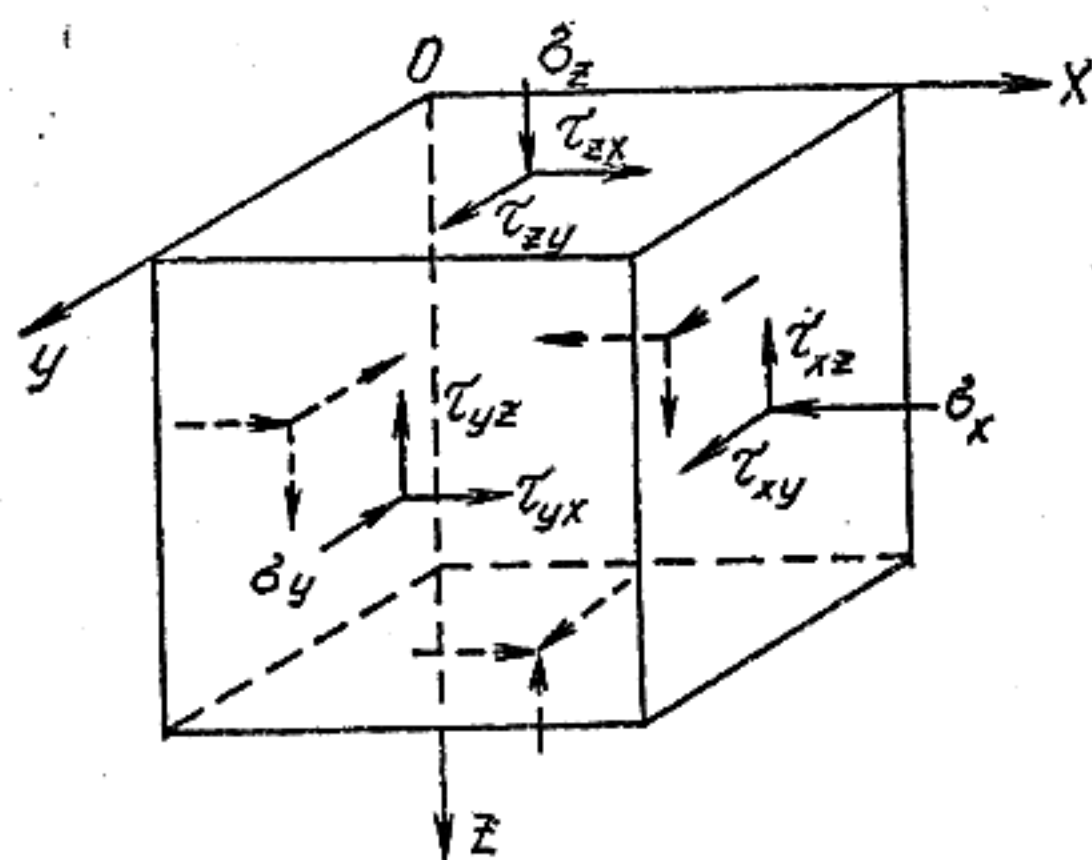


Рис. 5.2. Составляющие напряжений в «элементарном» объеме грунта

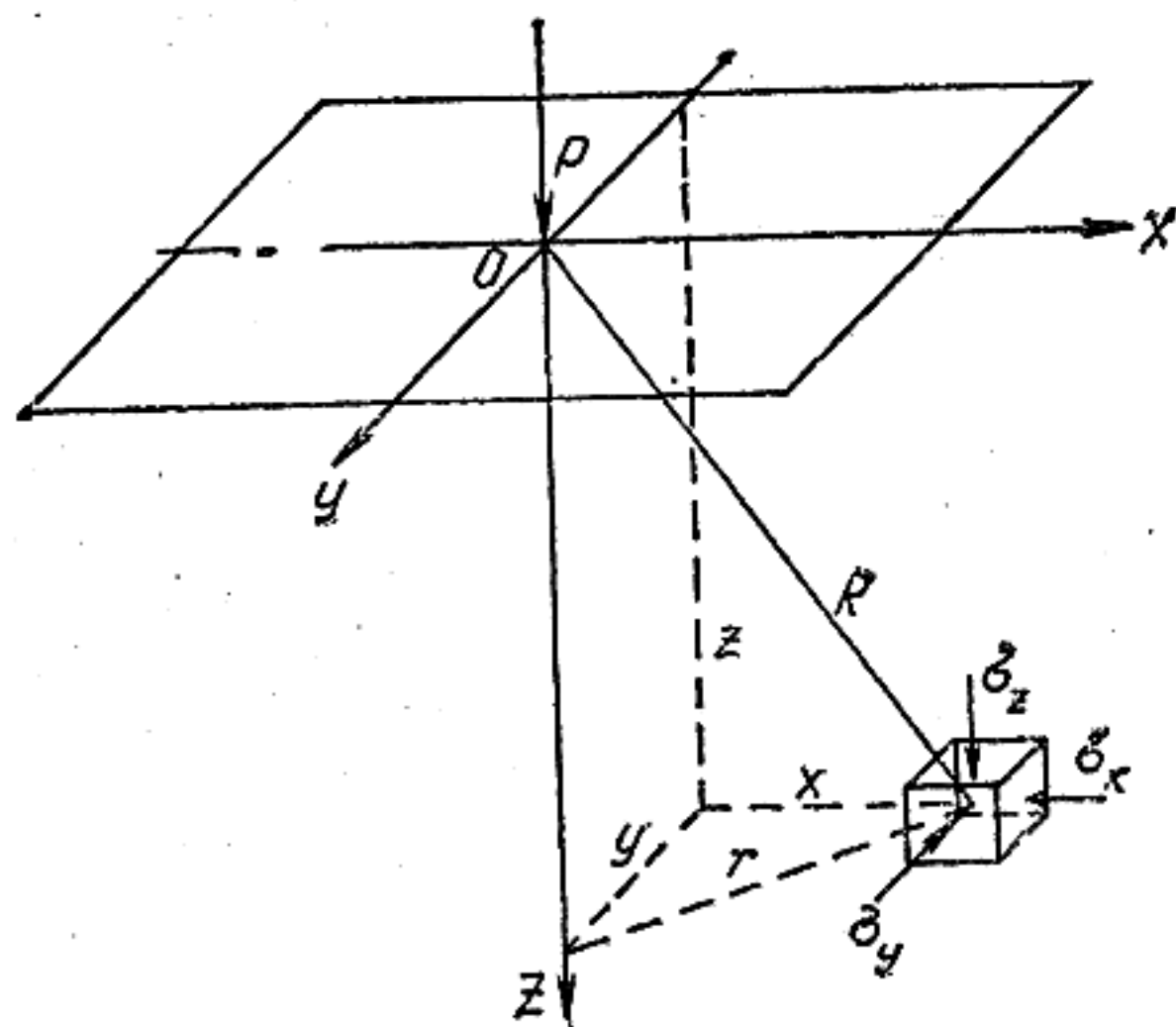


Рис. 5.3. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности сосредоточенной силы

Если из массива грунта, находящегося под действием какой-либо нагрузки, в том числе собственного веса грунта, выделить элементарный кубик со сторонами, параллельными выбранным осям прямоугольной системы координат, то в общем случае по граням его будут действовать составляющие напряжений  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  — вертикальное и горизонтальные нормальные напряжения, параллельные соответственно осям  $z$ ,  $x$  и  $y$ , и три пары касательных напряжений  $\tau_{zx}$  и  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{xy}$  и  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{yz}$  и  $\tau_{zy}$  (рис. 5.2).

### 5.2.1. Однородное основание

Для определения составляющих напряжений в однородном основании для наиболее часто встречающихся в практике проектирования случаев действия на поверхности основания вертикальной внешней нагрузки служат формулы и таблицы.

При сосредоточенной силе (рис. 5.3) составляющие напряжений имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3}{2} \frac{Pz^3}{\pi R^5} = \frac{P}{z^2} K; \\ \sigma_x &= \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zx^2}{R^5} + \right. \\ &+ \frac{1-2\nu}{3} \left[ \frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \right. \\ &\left. \left. - \frac{x^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}; \\ \sigma_y &= \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zy^2}{R^5} + \right. \\ &+ \frac{1-2\nu}{3} \left[ \frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \right. \\ &\left. \left. - \frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}; \\ \tau_{zy} &= -\frac{3P}{2\pi} \frac{yz^2}{R^5}; \\ \tau_{zx} &= -\frac{3P}{2\pi} \frac{xz^2}{R^5}; \\ \tau_{xy} &= \frac{3P}{2\pi} \left[ \frac{xyz}{R^5} - \right. \\ &\left. - \frac{1-2\nu}{3} \frac{xy(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

В формуле для определения  $\sigma_z$  коэффициент  $K$  (табл. 5.1) вычисляется по зависимости

$$K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}, \quad (5.4)$$

$$\text{где } r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

ТАБЛИЦА 5.1. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА РАССЕИВАНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ К

r/z	K	r/z	K
0,0	0,4775	1,8	0,0129
0,1	0,4657	1,9	0,0105
0,2	0,4329	2,0	0,0085
0,3	0,3849	2,1	0,0070
0,4	0,3295	2,2	0,0058
0,5	0,2733	2,3	0,0048
0,6	0,2214	2,4	0,0040
0,7	0,1762	2,5	0,0034
0,8	0,1386	2,6	0,0028
0,9	0,1083	2,7	0,0024
1,0	0,0844	2,8	0,0021
1,1	0,0658	2,9	0,0018
1,2	0,0513	3,0	0,0015
1,3	0,0403	3,5	0,0007
1,4	0,0317	4,0	0,0004
1,5	0,0251	4,5	0,0002
1,6	0,0200	5,0	0,0001
1,7	0,0160		

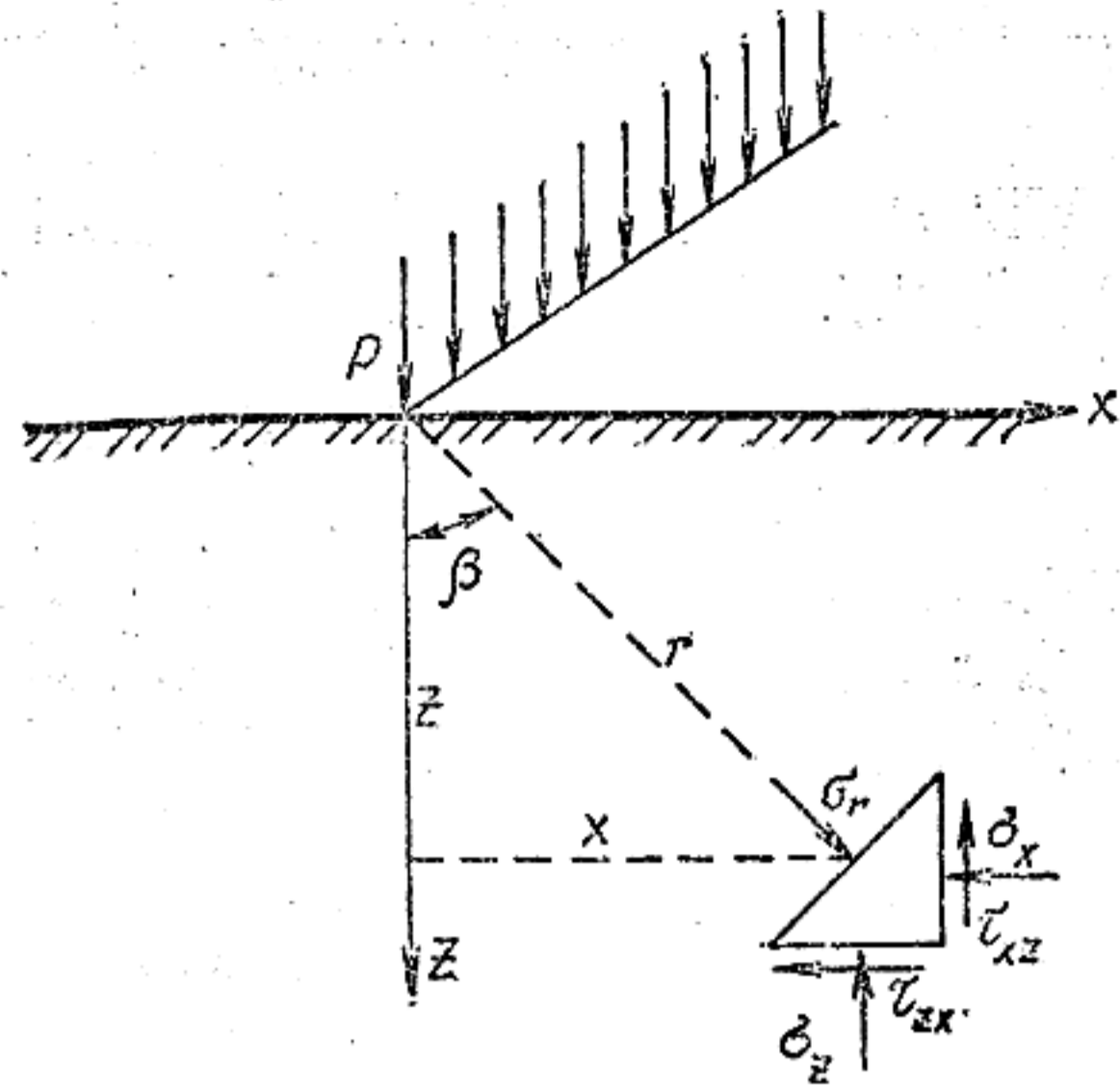


Рис. 5.4. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности равномерной линейной нагрузки

При линейной нагрузке (рис. 5.4) составляющие напряжений определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_r \cos^2 \beta = \frac{2p}{\pi} \frac{z^3}{r^3}; \\ \sigma_x &= \sigma_r \sin^2 \beta = \frac{2p}{\pi} \frac{x^2 z}{r^3}; \\ \sigma_r &= \frac{2p}{\pi r} \cos \beta; \\ \tau_{zx} &= \sigma_r \sin \beta \cos \beta = \frac{2p}{\pi} \frac{xz^2}{r^3}, \end{aligned} \right\} (5.5)$$

где  $r = \sqrt{x^2 + z^2}$ .

При нагрузке, равномерно распределенной по полосе (рис. 5.5),

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left[ \arctg \frac{b_1 - x}{z} + \arctg \frac{b_1 + x}{z} - \frac{2b_1 z (x^2 - z^2 - b_1^2)}{(x^2 + z^2 - b_1^2)^2 + 4b_1^2 z^2} \right]; \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left[ \arctg \frac{b_1 - x}{z} + \arctg \frac{b_1 + x}{z} + \frac{2b_1 z (x^2 - z^2 - b_1^2)^2}{(x^2 + z^2 - b_1^2)^2 + 4b_1^2 z^2} \right]; \\ \tau_{zx} &= \frac{p}{\pi} \frac{4b_1 xz^2}{(x^2 + z^2 - b_1^2)^2 + 4b_1^2 z^2} \end{aligned} \right\} (5.6)$$

Значения  $\sigma_z/p$  приведены в табл. 5.2.

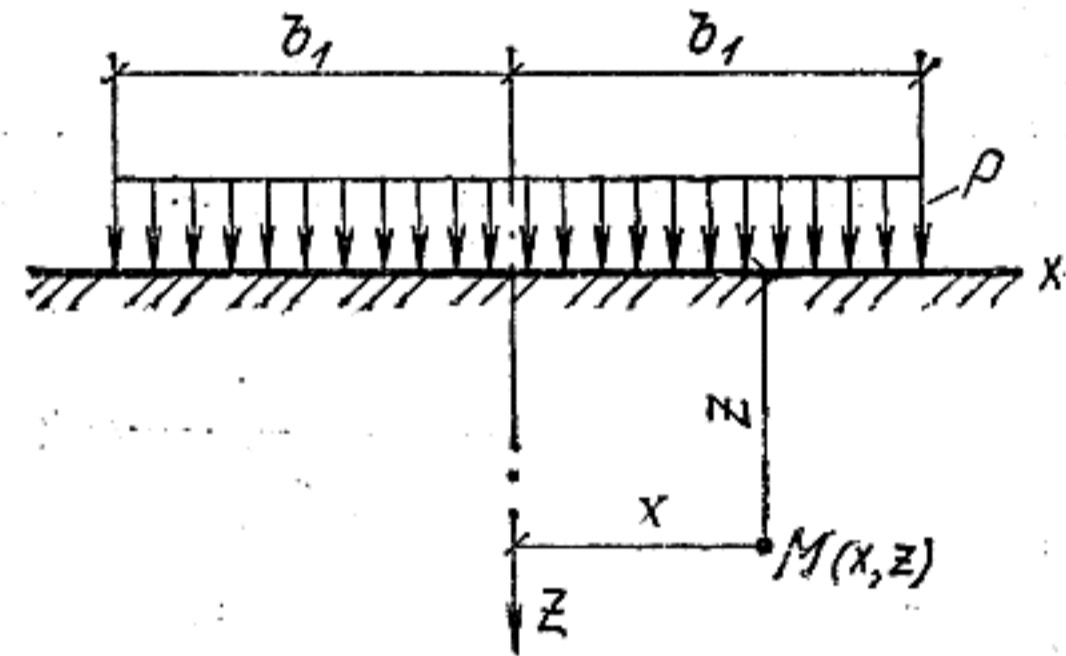


Рис. 5.5. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности равномерной полосовой нагрузки

Под центром полосы ( $x=0$ )

$$\sigma_z^0 = \frac{2p}{\pi} \left( \arctg \frac{1}{\zeta} + \frac{\zeta}{1 + \zeta^2} \right), \quad (5.7)$$

где  $\zeta = z/b_1$ .

При нагрузке, распределенной по полосе по закону треугольника (рис. 5.6), составляющие напряжений будут следующими:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left[ \frac{x}{b} \left( \arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x-b}{z} \right) - \frac{z(x-b)}{(x-b)^2 + z^2} \right]; \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left( \frac{z}{b} \ln \frac{(x-b)^2 + z^2}{x^2 + z^2} + \frac{x}{b} \left( \arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x-b}{z} \right) + \frac{z(x-b)}{(x-b)^2 + z^2} \right); \\ \tau_{zx} &= \frac{p}{\pi} \left[ \frac{z^2}{(x-b)^2 + z^2} - \frac{z}{b} \left( \arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x-b}{z} \right) \right]. \end{aligned} \right\} (5.8)$$

ТАБЛИЦА 5.2. ЗНАЧЕНИЯ  $\sigma_z/p$  ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ ПО ПОЛОСЕ

$z/b_1$	$\sigma_z/p$ при $x/b_1$											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3	4	5
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,993	0,500	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,997	0,997	0,996	0,995	0,988	0,959	0,500	0,011	0,002	0,000	0,000	0,000
0,3	0,990	0,989	0,987	0,984	0,967	0,908	0,499	0,031	0,005	0,001	0,000	0,000
0,5	0,959	0,958	0,953	0,943	0,902	0,808	0,497	0,089	0,019	0,003	0,001	0,000
0,7	0,910	0,908	0,899	0,885	0,831	0,732	0,492	0,148	0,042	0,007	0,002	0,001
1,0	0,818	0,815	0,805	0,789	0,735	0,650	0,480	0,214	0,084	0,017	0,005	0,002
1,5	0,668	0,666	0,658	0,646	0,607	0,552	0,448	0,271	0,146	0,042	0,015	0,006
2	0,550	0,548	0,543	0,535	0,510	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,013
3	0,396	0,395	0,393	0,390	0,379	0,364	0,334	0,274	0,211	0,114	0,059	0,032
4	0,306	0,305	0,304	0,303	0,298	0,290	0,275	0,242	0,205	0,134	0,083	0,051
5	0,248	0,248	0,247	0,246	0,244	0,239	0,231	0,212	0,188	0,139	0,097	0,065

ТАБЛИЦА 5.3. ЗНАЧЕНИЯ  $\sigma_z/p$  ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ТРЕУГОЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, РАСПРЕДЕЛЕННОЙ ПО ПОЛОСЕ

$z/b$	$\sigma_z/p$ при $x/b$										
	-1,5	-1,0	-0,5	0,00	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000
0,25	0,000	0,001	0,004	0,075	0,257	0,480	0,645	0,422	0,015	0,002	0,000
0,50	0,002	0,005	0,022	0,127	0,262	0,409	0,473	0,352	0,062	0,012	0,003
0,75	0,005	0,014	0,045	0,153	0,247	0,334	0,360	0,295	0,101	0,028	0,010
1,0	0,011	0,025	0,064	0,159	0,223	0,275	0,287	0,250	0,121	0,046	0,018
1,5	0,023	0,045	0,085	0,147	0,177	0,198	0,202	0,187	0,126	0,069	0,036
2,0	0,035	0,057	0,089	0,127	0,143	0,153	0,155	0,148	0,115	0,078	0,048
3,0	0,046	0,062	0,080	0,095	0,101	0,104	0,105	0,102	0,091	0,074	0,057
4,0	0,048	0,058	0,067	0,075	0,077	0,079	0,079	0,078	0,073	0,064	0,054
5,0	0,045	0,051	0,057	0,061	0,063	0,063	0,063	0,063	0,060	0,055	0,049
6,0	0,041	0,046	0,049	0,052	0,052	0,053	0,053	0,053	0,051	0,048	0,044

Значения  $\delta_z/p$  приведены в табл. 5.3.

При нагрузке, равномерно распределенной по прямоугольной площадке (рис. 5.7), вертикальные нормальные напряжения по вертикали, проходящей через центр этой площадки,

$$\sigma_z^0 = \frac{2p}{\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{\eta}{\zeta \sqrt{1 + \zeta^2 + \eta^2}} + \frac{\zeta \eta (1 + \eta^2 + 2\zeta^2)}{(\zeta^2 + \eta^2) (1 + \zeta^2) \sqrt{1 + \zeta^2 + \eta^2}} \right], \quad (5.9)$$

а через угловую точку площадки

$$\sigma_z^c = \frac{p}{2\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{\eta}{\zeta_1 \sqrt{1 + \zeta_1^2 + \eta^2}} + \frac{\zeta_1 \eta (1 + \eta^2 + 2\zeta_1^2)}{(\zeta_1^2 + \eta^2) (1 + \zeta_1^2) \sqrt{1 + \zeta_1^2 + \eta^2}} \right], \quad (5.10)$$

где  $\eta = l_1/b_1 = l/b$ ,  $\zeta = z/b_1 = 2z/b$  и  $\zeta_1 = z/(2b_1) = z/b$ .

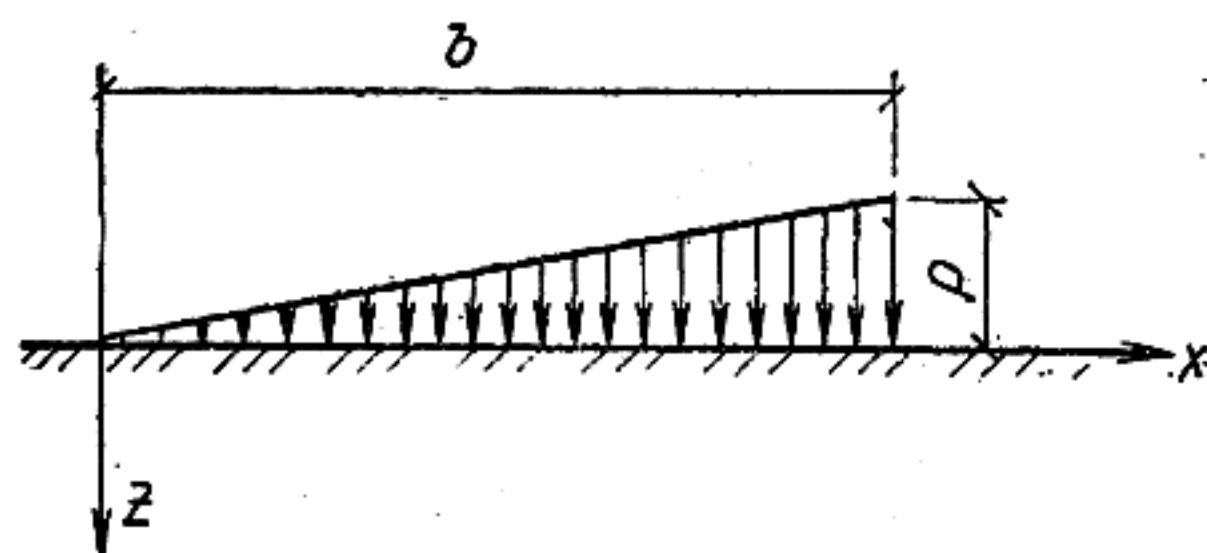


Рис. 5.6. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности полосовой нагрузки, распределенной по закону треугольника

Из сопоставления формул (5.9) и (5.10) следует, что

$$\sigma_z^c = \frac{1}{4} \sigma_z^0, \quad (5.11)$$

т. е. вертикальное нормальное напряжение на глубине  $z$  под углом равномерно загруженной прямоугольной площадки в 4 раза меньше соответствующего напряжения на глубине  $z/2$  под центром этой площадки.

Для удобства пользования формулы (5.9) и (5.10) могут быть представлены в виде [4]:

$$\sigma_z^0 = p\alpha; \quad (5.12)$$

$$\sigma_z^c = p\alpha/4, \quad (5.13)$$

где  $\alpha$  — коэффициент (табл. 5.4), зависящий от  $\eta$  и  $\zeta$  для  $\sigma_z^0$  и от  $\eta$  и  $\zeta_1$  для  $\sigma_z^c$ .

При нагрузке, распределенной по прямоугольной площадке по закону треугольника (рис. 5.8), вертикальные нормальные напряжения по вертикали, проходящей через угловые точки с координатами  $x = -l_1$  и  $y = -b_1$ ,

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} + \frac{4l_1 b_1 z (4l_1^2 + 4b_1^2 + 2z^2)}{(4b_1^2 + z^2) (4l_1^2 + z^2) \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}} + \frac{b_1 z^3}{l_1 (4l_1^2 + z^2) \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}} \right]$$

$$-\frac{b_1 z}{l_1 \sqrt{4b_1^2 + z^2}} - \arctg \frac{z \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}}{4l_1 b_1} \quad (5.14)$$

а с координатами  $x=l_1$  и  $y=b_1$

$$\sigma_z = \frac{pb_1 z}{2\pi l_1} \left[ \frac{1}{\sqrt{4b_1^2 + z^2}} - \frac{z^2}{(4l_1^2 + z^2) \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}} \right] \quad (5.15)$$

Значения  $\sigma_z/p$ , вычисленные по формуле (5.15), приведены в табл. 5.5.

При нагрузке, равномерно распределенной по кругу, нормальные напряжения  $\delta_z^0$  по вертикали, проходящей через центр круга, определяются по формуле (5.12), в которой

$$\alpha = 1 - \cos^3 \beta = 1 - \{1/[1 + (r/z)^2]\}^{3/2}, \quad (5.16)$$

где  $\beta$  — угол между вертикалью и прямой, соединяющей рассматриваемую точку с любой точкой на окружности радиуса  $r$ ; значения  $\alpha$  приведены в табл. 5.4.

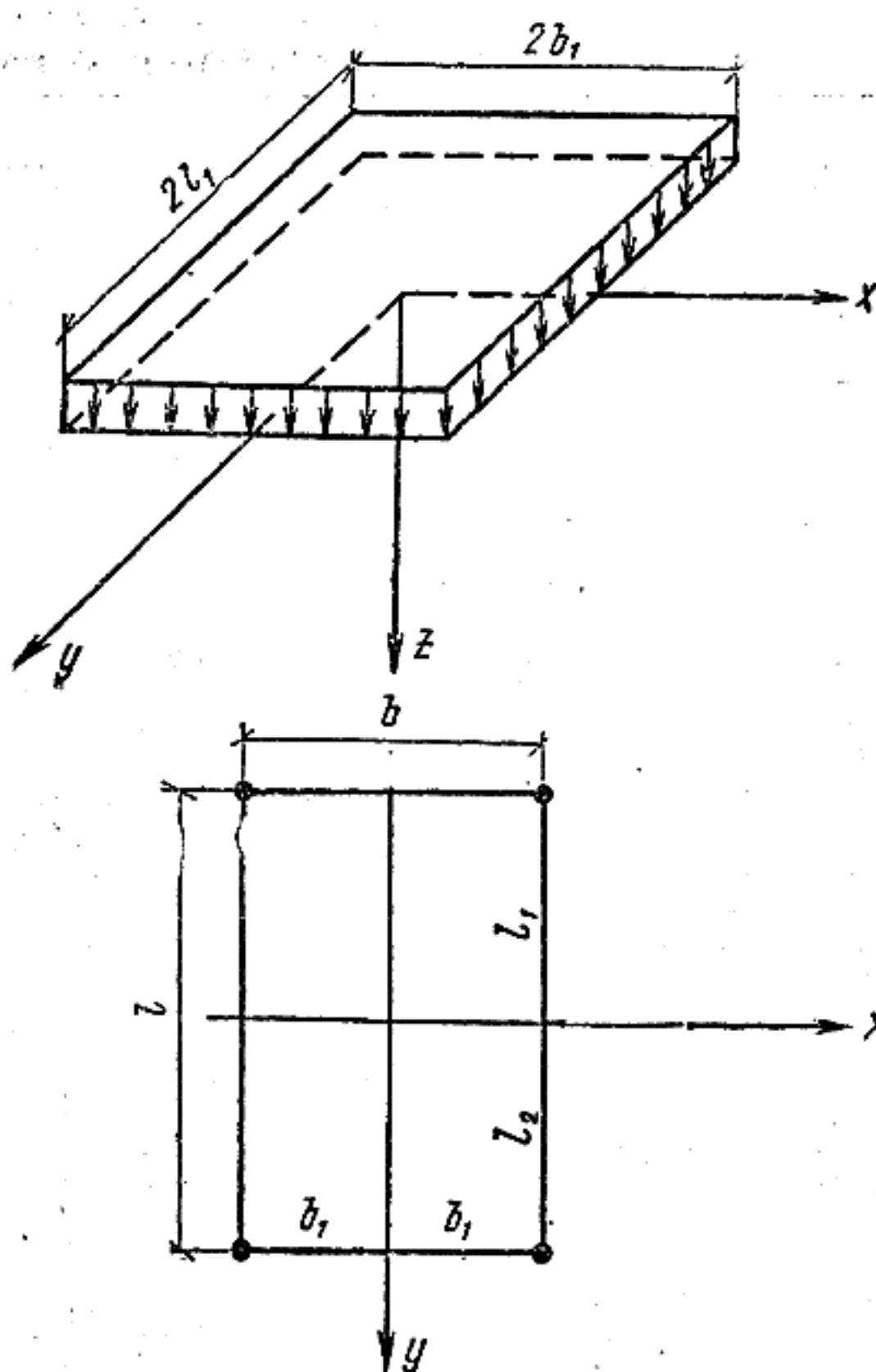


Рис. 5.7. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности нагрузки, равномерно распределенной по прямоугольной площадке

ТАБЛИЦА 5.4. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $\alpha$

$\xi=2z/b$	$\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta=l/b$						ленточных ( $\eta \geq 10$ )
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,755	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,386	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания: 1. Условные обозначения:  $b$  — ширина или диаметр фундамента;  $l$  — длина фундамента.  
 2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника площадью  $A$ , значения  $\alpha$  принимаются как для круглых фундаментов радиусом  $r = \sqrt{A/\pi}$ .  
 3. Для промежуточных значений  $\xi$  и  $\eta$  коэффициент  $\alpha$  определяется интерполяцией.

ТАБЛИЦА 5.5. ЗНАЧЕНИЯ  $\sigma_z/\rho$  ПО ВЕРТИКАЛЯМ, ПРОХОДЯЩИМ ЧЕРЕЗ УГЛОВУЮ ТОЧКУ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ ПРИ ТРЕУГОЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ

$z/(2l_1)$	$\sigma_z/\rho$ при $b_1/l_1$												
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	4	10
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,022	0,028	0,030	0,030	0,030	0,030	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031
0,4	0,027	0,042	0,049	0,052	0,053	0,054	0,054	0,054	0,055	0,055	0,055	0,055	0,055
0,6	0,026	0,045	0,056	0,062	0,065	0,067	0,068	0,069	0,069	0,070	0,070	0,070	0,070
0,8	0,023	0,042	0,055	0,064	0,069	0,072	0,074	0,075	0,076	0,076	0,077	0,077	0,078
1,0	0,020	0,038	0,051	0,060	0,067	0,071	0,073	0,075	0,077	0,077	0,079	0,079	0,080
1,2	0,017	0,032	0,045	0,055	0,062	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075	0,077	0,078	0,078
1,4	0,015	0,028	0,039	0,048	0,055	0,061	0,064	0,067	0,069	0,071	0,074	0,075	0,075
1,6	0,012	0,024	0,034	0,042	0,049	0,054	0,059	0,062	0,064	0,066	0,070	0,071	0,071
1,8	0,011	0,020	0,030	0,037	0,044	0,049	0,053	0,056	0,058	0,060	0,065	0,067	0,067
2,0	0,009	0,018	0,026	0,032	0,038	0,043	0,047	0,051	0,053	0,055	0,061	0,062	0,064
2,5	0,006	0,012	0,018	0,024	0,028	0,033	0,036	0,039	0,042	0,044	0,050	0,053	0,055
3	0,005	0,009	0,014	0,018	0,021	0,025	0,028	0,031	0,033	0,035	0,042	0,045	0,048
5	0,002	0,004	0,005	0,007	0,009	0,010	0,012	0,013	0,015	0,016	0,021	0,025	0,030
7	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,009	0,012	0,015	0,021
10	0,000	0,001	0,001	0,002	0,002	0,003	0,003	0,004	0,004	0,005	0,007	0,008	0,014

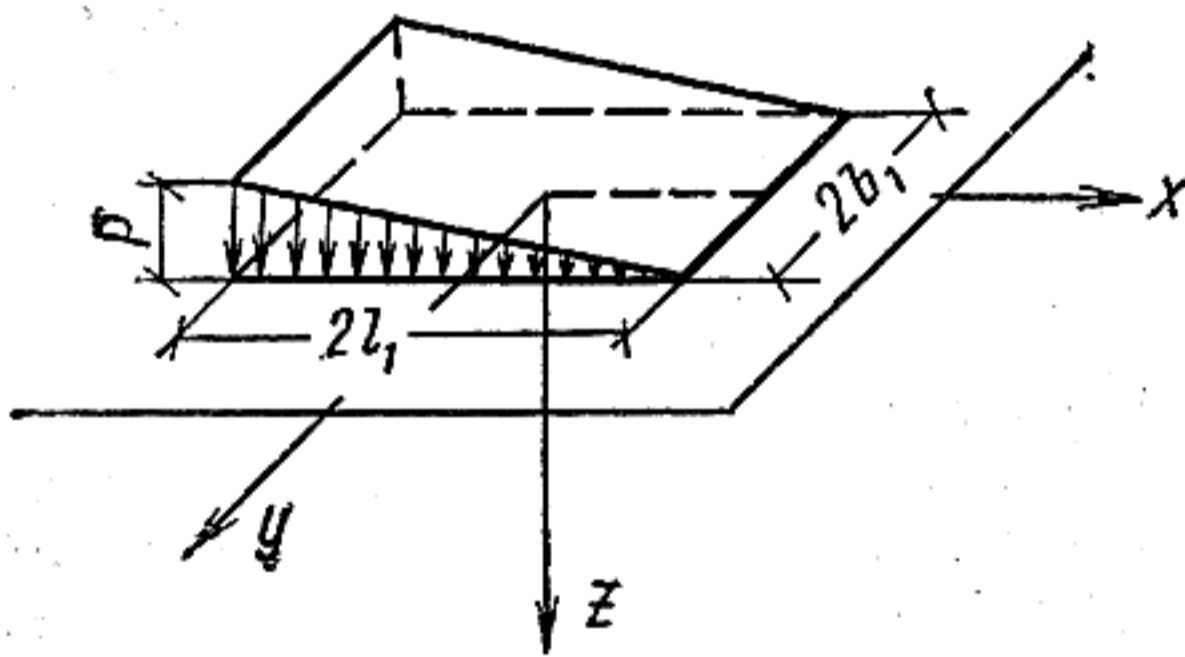


Рис. 5.8. К определению вертикальных нормальных напряжений в основании по вертикали, проходящей через угловые точки прямоугольной площадки, нагруженной треугольной нагрузкой

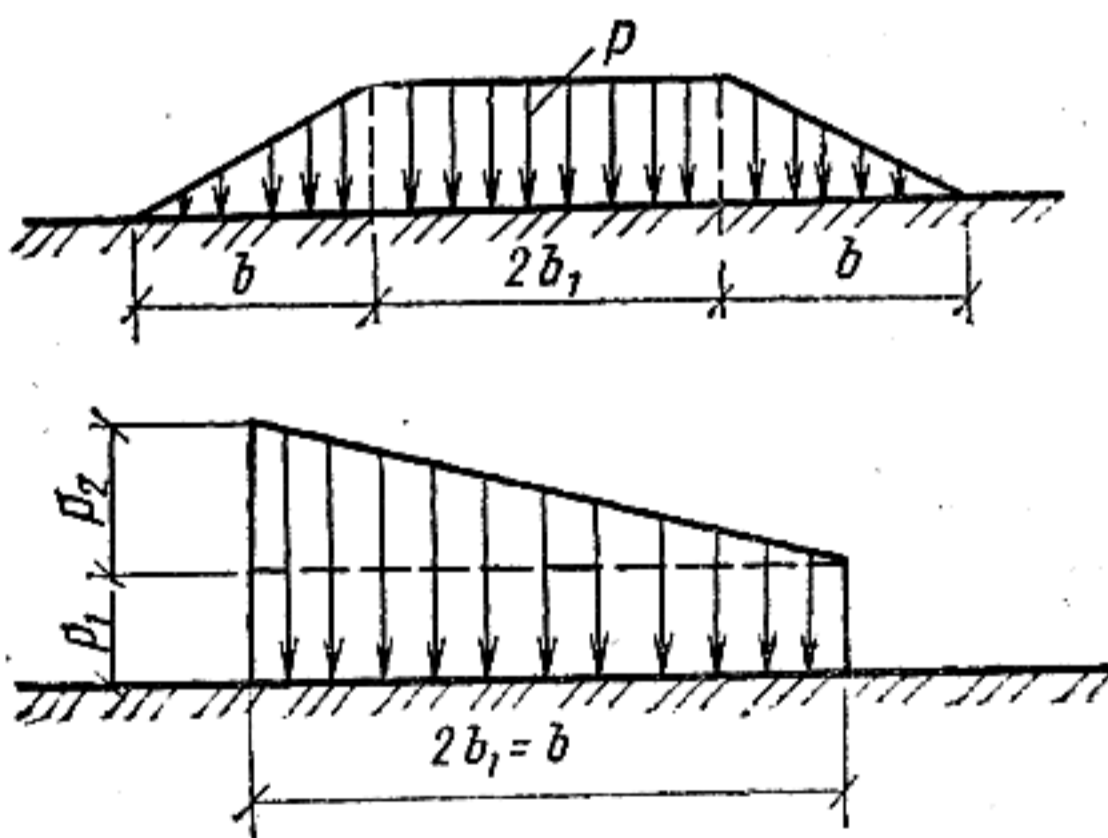


Рис. 5.9. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности трапециевидной полосовой нагрузки

При произвольной нагрузке, распределенной по площади произвольной формы, а также при неравномерном распределении нагрузки для определения напряжений допускается пользоваться следующим приближенным приемом, основанным на принципе суперпозиции.

Площадь загрузки разбивается на ряд достаточно малых площадок, причем нагрузка, действующая на каждую из них, принимается за сосредоточенную силу  $P_i$ , приближенную в центре тяжести площадки. Напряжение в любой точке основания вычисляется по формуле

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n P_i K_i, \quad (5.17)$$

где  $n$  — число выделенных площадок;  $K_i$  — коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по табл. 5.1.

Формула (5.17) дает достаточно удовлетворительные результаты начиная с глубины  $z \geq 2b_1$ , где  $b_1$  — меньшая сторона элементарной площадки. Принцип суперпозиции позволяет определять и более точно напряжения в основании в самых разнообразных случаях загрузки, в том числе при необходимости учета взаимного влияния площадей (фундаментов).

Так, например, напряжения в основании при трапециевидной полосовой нагрузке (рис. 5.9) могут быть определены суммированием напряжений, вычисленных по формулам (5.6) и (5.8). Аналогичным образом определяются напряжения в условиях пространственной задачи. Напряжения в основании, нагрузка на которое равномерно распределена по кольцу, можно определить как разность напряжений от нагрузок по двум круговым площадкам радиусами, равными наружному и внутреннему радиусам кольца. Напряжения в основании под центром фундамента при наличии полосовой нагрузки на полах производственных зданий

ТАБЛИЦА 5.6 .К ПРИМЕРУ 5.2

z, м	ζ	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>	α <sub>3</sub>	α <sub>4</sub>	α	Напряжения, кПа		
							σ <sub>z1</sub> =ρ <sub>0</sub> α <sub>1</sub>	σ <sub>z2</sub> =ρ <sub>0</sub> α <sub>4</sub>	σ <sub>z</sub> =ρ <sub>0</sub> α
0	0	1,000	1,000	1,000	0	1,000	300	0	200
0,8	0,4	0,960	0,977	0,977	0	0,960	288	0	288
1,6	0,8	0,800	0,881	0,878	0,002	0,802	240	0	240
2,4	1,2	0,606	0,754	0,748	0,003	0,609	182	1	183
3,2	1,6	0,449	0,639	0,627	0,006	0,455	135	2	137
4,0	2,0	0,336	0,545	0,525	0,010	0,346	101	3	104
4,8	2,4	0,257	0,470	0,443	0,014	0,271	77	4	81
5,6	2,8	0,201	0,410	0,376	0,017	0,218	60	5	65
6,4	3,2	0,160	0,360	0,332	0,019	0,179	48	6	54
7,2	3,6	0,130	0,320	0,278	0,021	0,151	39	6	45
8,0	4,0	0,108	0,285	0,241	0,022	0,130	32	7	39
8,8	4,4	0,091	0,256	0,211	0,023	0,114	27	7	34

определяются суммированием напряжений, вычисляемых по формуле (5.9) и первой из формул (5.6).

Наиболее распространенный случай в практике проектирования — учет взаимного влияния нескольких прямоугольных фундаментов. При этом широко используется метод угловых точек. Метод заключается в том, что верти-

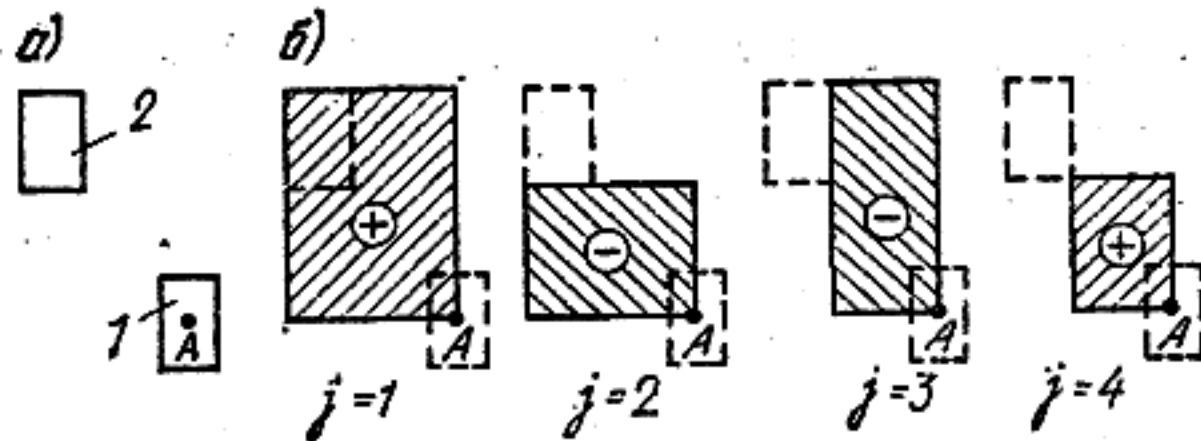


Рис. 5.10. К определению методом угловых точек дополнительных вертикальных напряжений  $\sigma_{z,A}$  в основании рассчитываемого фундамента с учетом влияния соседнего фундамента

a — расположение рассчитываемого 1 и влияющего 2 фундаментов; б — расположение фиктивных фундаментов

кальные нормальные напряжения  $\sigma_{z,A}$  на глубине  $z$  по вертикали, проходящей через произвольную точку  $A$  (в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с давлением по подошве, равным  $p$ ), определяются алгебраическим суммированием напряжений  $\sigma_{z,j}^c$  в угловых точках четырех фиктивных фундаментов (рис. 5.10):

$$\sigma_{z,A} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{z,j}^c \quad (5.18)$$

где  $\sigma_{z,j}^c$  — вертикальное нормальное напряжение, определяемое по формуле (5.10).

Вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_z$  по вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади определяются по формуле

$$\sigma_z = \sigma'_z + \sum_{i=1}^k \sigma_{z,A,i} \quad (5.19)$$

где  $\sigma'_z$  — напряжение от нагрузки на рассматриваемый фундамент;  $k$  — число влияющих фундаментов;

$\sigma_{z,A,i}$  — дополнительное вертикальное нормальное напряжение на глубине  $z$  от  $i$ -го влияющего фундамента, определяемое по формуле (5.18).

**Пример 5.2.** Требуется построить эпюры вертикальных нормальных напряжений  $\sigma_z$  по вертикалям, проходящим через центры двух смежных фундаментов Ф-1 и Ф-2 с учетом их взаимного влияния (рис. 5.11). Среднее давление под фундаментами (за вычетом давления от собственного веса грунта) составляет  $p_0=300$  кПа.

**Решение.** Значения  $\sigma_z$  по оси фундамента Ф-1 получаем суммированием напряжений  $\sigma_{z1}$  от давления  $p_0$  под самим фундаментом и дополнительного напряжения  $\sigma_{z2}$  от влияния фундамента Ф-2. Последнее определяем методом угловых точек как сумму напряжений на рассматриваемой глубине в угловой точке  $M$  четырех загруженных площадей (фигурных фундаментов):  $MLAI$  и  $MNDL$  с положительным давлением  $p_0$  и  $MKBI$  и  $MNCK$  — с отрицательным.

Соотношения сторон указанных прямоугольников равны: для  $EFGH$  (Ф-1)  $\eta=1$ ; для  $MLAI$  и  $MNDL$   $\eta=10/2=5$ ; для  $MKBI$  и  $MNCK$   $\eta=6/2=3$ .

Разбиваем основание на слой толщиной  $\Delta h=0,8$  м. При этом  $\Delta \zeta=2\Delta h/b=2 \cdot 0,8/4=0,4$ ;  $\Delta \zeta_1=\Delta h/b=0,8/2=0,4$  [см. формулы (5.9)—(5.13)].

Вычисления сводим в табл. 5.6, в которой коэффициенты затухания напряжений по вертикали, проходящей через точку  $M$ , относятся к прямоугольникам:  $\alpha_1$  —  $EFGH$  (Ф-1);  $\alpha_2$  —  $MLAI$  и  $MNDL$ ;  $\alpha_3$  —  $MKBI$  и  $MNCK$ ;  $\alpha_4$  —  $ABCD$  (Ф-2), определен с учетом формул (5.13) и (5.18):  $\alpha_4=2 \frac{1}{4} (\alpha_2-\alpha_3)$ ;  $\alpha=\alpha_1+\alpha_4$  учитывает

влияние нагрузок на фундаменты Ф-1 и Ф-2 (значения коэффициентов  $\alpha$  приняты по табл. 5.4).

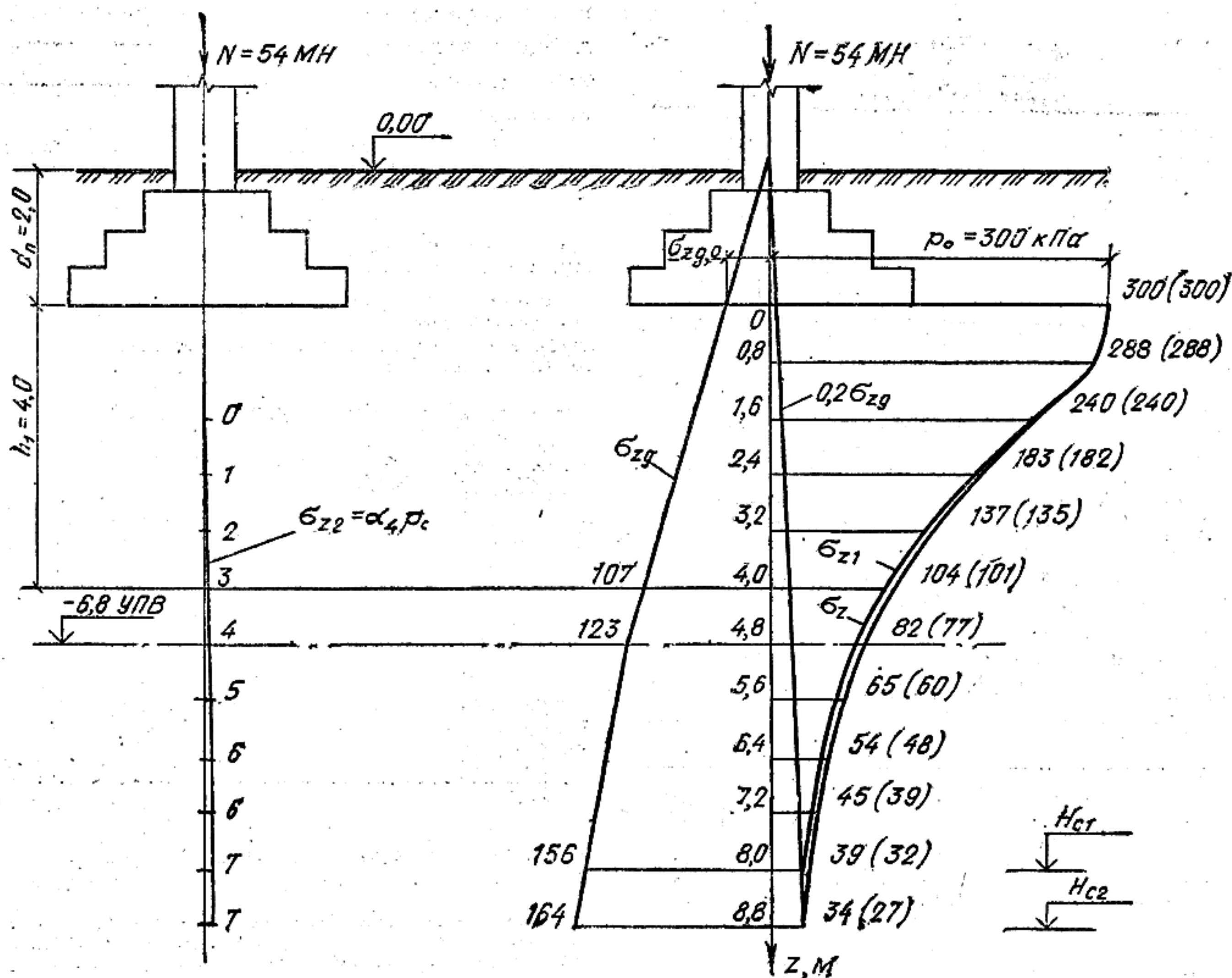
### 5.2.2. Неоднородное основание

В практике проектирования неоднородность основания учитывается в следующих случаях:

слой сжимаемого грунта залегает на практически несжимаемом (например, скальном) основании;

под сравнительно малосжимаемым слоем залегает более сжимаемый грунт.

На рис. 5.12 приведены схематические эпюры вертикальных нормальных напряжений под центром прямоугольной площадки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой при жестком (кривая 2) и слабом (кривая 3) подстилающих слоях. Кривая 1 показывает распределение напряжений в однородном основании. Как видно из рис. 5.12, при жестком подстилающем слое напряжения на границе слоев увеличиваются, а при слабом подстилающем слое уменьшаются.



ПЛАН

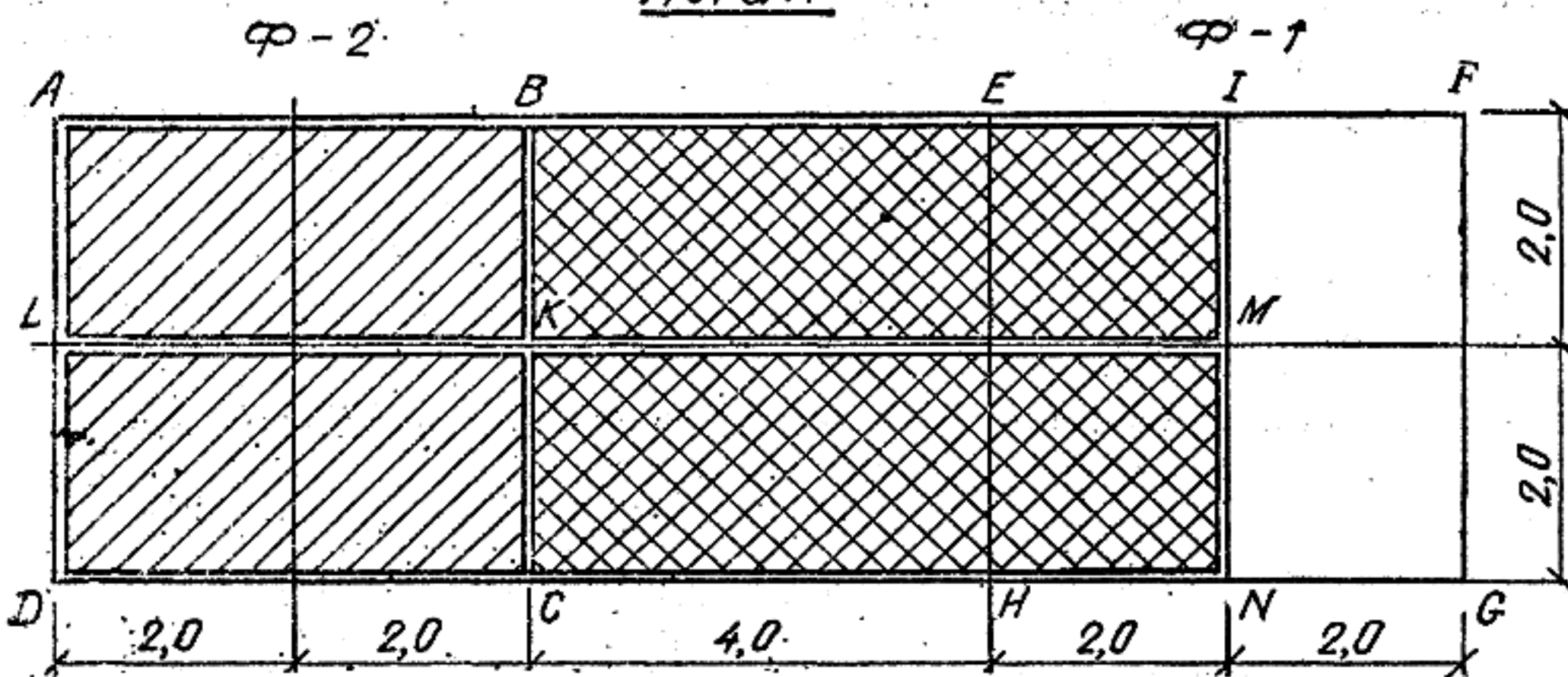


Рис. 5.11. К определению вертикальных нормальных напряжений и расчету осадки фундамента с учетом влияния соседнего фундамента

$H_{c1}$  — нижняя граница сжимаемой толщи для одиночного фундамента;  $H_{c2}$  — то же, для фундамента с учетом давления от соседнего фундамента

Значения  $\sigma_z/p$  на кровле несжимаемого слоя, расположенного на глубине  $H$ , под центром равномерно загруженной площади приведены в табл. 5.7.

Напряжения при слабом подстилающем слое определяются в зависимости от  $E_1/E_2$  (где  $E_1$  и  $E_2$  — модули деформации верхнего и подстилающего слоя). В табл. 5.8 приведены

ТАБЛИЦА 5.7. ЗНАЧЕНИЯ  $\sigma_z/p$  НА КОНТАКТЕ С НЕСЖИМАЕМЫМ СЛОЕМ

$H/b_1$	$\sigma_z/p$ для площадки					поло- совой ( $\eta=\infty$ )
	круг- лой ( $r=b_1$ )	прямоугольной с отношением сторон $\eta=l/b$				
		1	2	3	10	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,5	1,064	1,053	1,033	1,033	1,033	1,033
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059	1,059
1	0,965	1,027	1,039	1,026	1,025	1,025
2	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761	0,761
3	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560	0,560
5	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359	0,359
10	0,025	0,032	0,064	0,093	0,181	0,185

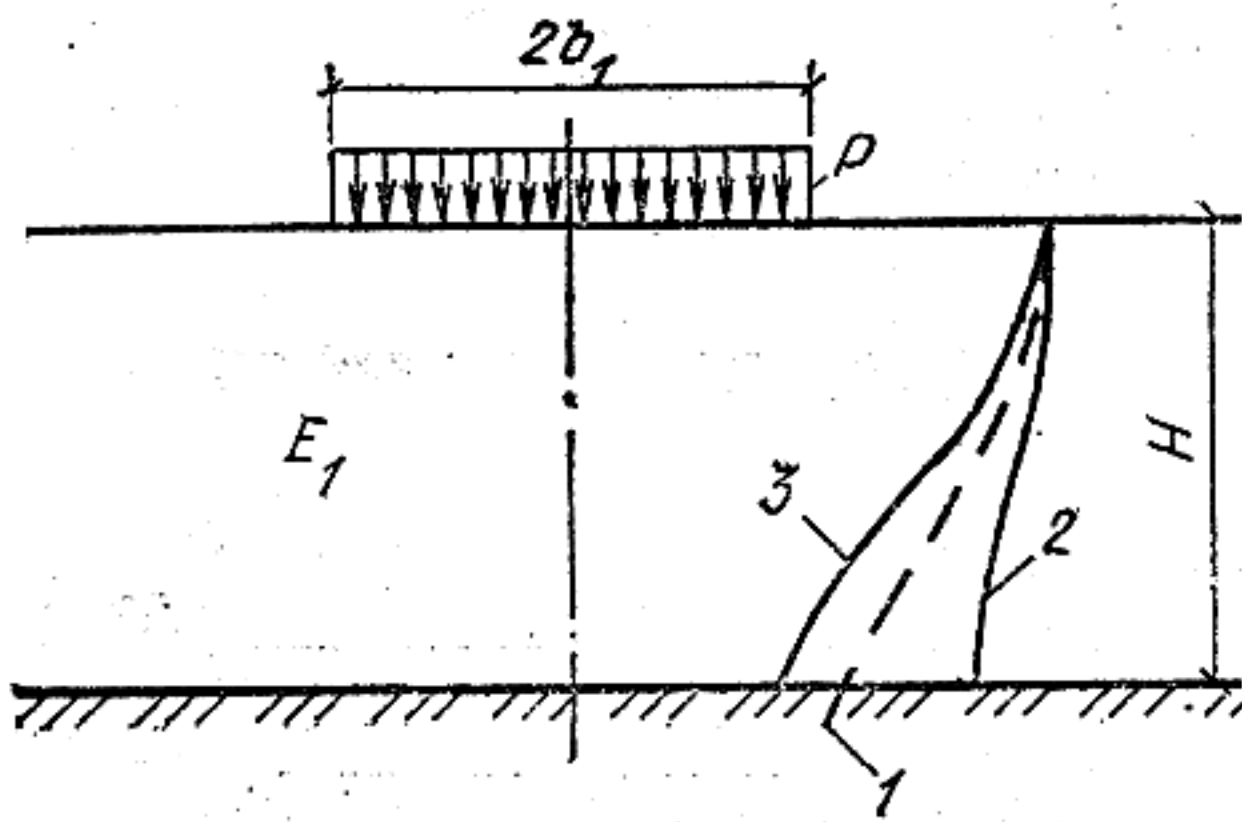


Рис. 5.12. Схема распределения вертикальных нормальных напряжений в основании под центром равномерно загруженной, прямоугольной площадки

1 — однородном; 2 — с жестким подстилающим слоем; 3 — со слабым подстилающим слоем

ТАБЛИЦА 5.8. ЗНАЧЕНИЯ  $\sigma_z/p$  ПО ОСИ ПОЛОСЫ НА КОНТАКТЕ СО СЛАБЫМ ПОДСТИЛАЮЩИМ СЛОЕМ (ПО ДАННЫМ А. А. КУЛАГИНА)

$H/b_1$	$\sigma_z/p$ при $E_1/E_2$			
	1	2	5	10
0	1,000	1,000	1,000	1,000
1	0,818	0,755	0,639	0,541
2	0,550	0,478	0,378	0,307
3	0,396	0,339	0,262	0,206
4	0,306	0,258	0,194	0,148
5	0,248	0,206	0,150	0,113

значения  $\sigma_z/p$  на контакте со слабым подстилающим слоем по оси полосы, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, при отсутствии трения по контактной плоскости.

### 5.2.3. Напряжения от собственного веса грунта

Вертикальное нормальное напряжение  $\sigma_z$  от собственного веса грунта определяется по формуле

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (5.20)$$

где  $n$  — число слоев грунта, расположенных выше рассматриваемой глубины;  $\gamma_i$  — удельный вес грунта  $i$ -го слоя;  $h_i$  — толщина  $i$ -го слоя грунта.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e), \quad (5.21)$$

где  $\gamma_s$  — удельный вес частиц грунта;  $\gamma_w$  — удельный вес воды, принимаемый равным  $10 \text{ кН/м}^3$ ;  $e$  — коэффициент пористости грунта.

Если удельный вес грунта определен при его полном водонасыщении (степень влажности  $S_r = 1$ ,  $\gamma = \gamma_{sat}$ ), то

$$\gamma_{sb} = \gamma_{sat} - \gamma_w. \quad (5.22)$$

При определении  $\sigma_z$  от собственного веса грунта в водоупорном слое необходимо учитывать давление столба воды, расположенного выше водоупора.

Горизонтальные нормальные напряжения от собственного веса грунта

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z, \quad (5.23)$$

где  $\xi = \nu(1-\nu)$  — коэффициент бокового давления грунта (здесь  $\nu$  принимается по табл. 1.15).

Пример 5.3. Определить вертикальное нормальное напряжение  $\sigma_z$  от собственного веса грунта на глубине  $z=9 \text{ м}$  при грунтовых напластованиях, показанных на рис. 5.13.

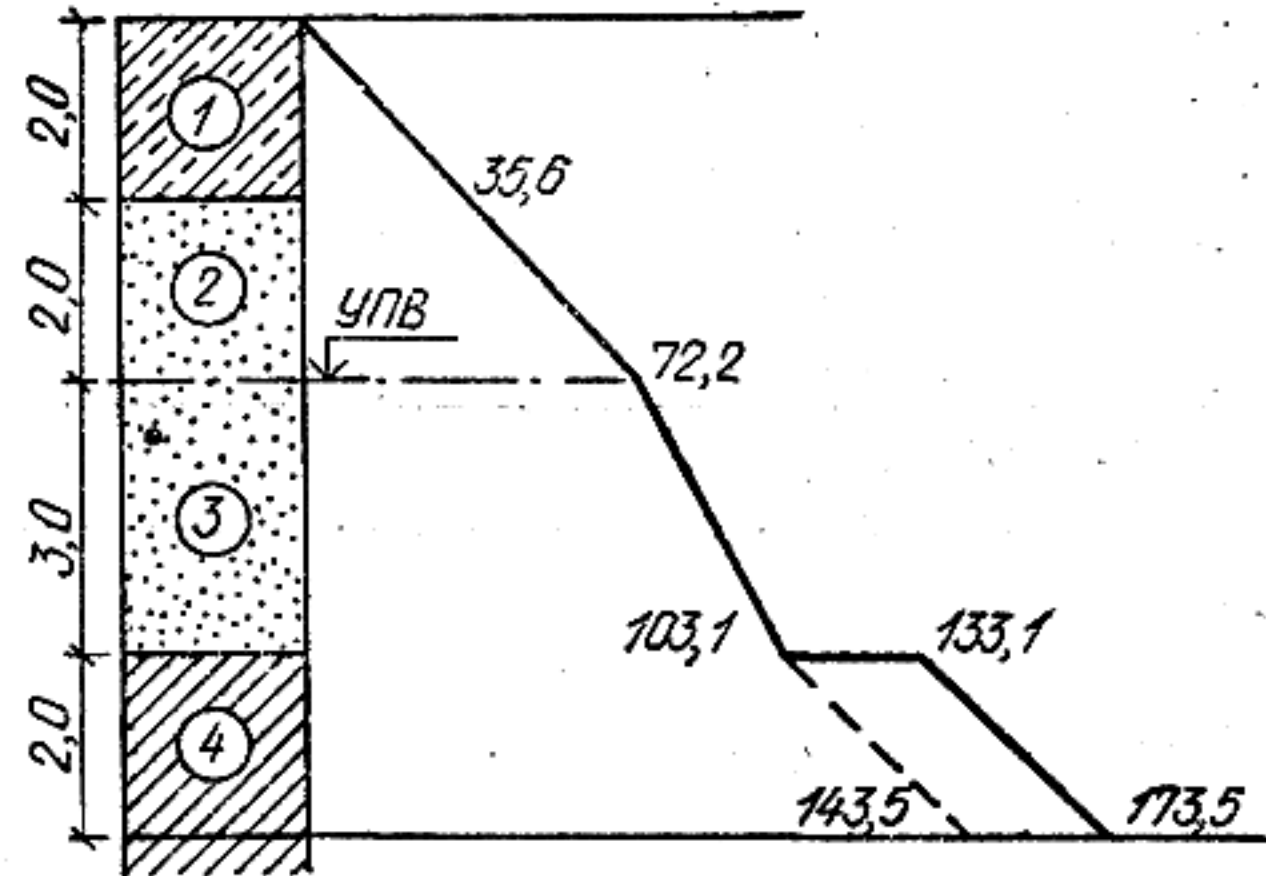


Рис. 5.13. К примеру 5.3 (значения  $\sigma_z$  даны в кПа)

Слой 1 — суглинок (толщина слоя  $h_1=2 \text{ м}$ , удельный вес  $\gamma_1=17,8 \text{ кН/м}^3$ ); слой 2 — песок средней крупности ( $h_2=2 \text{ м}$ , удельный вес частиц  $\gamma_s=26,6 \text{ кН/м}^3$ ,  $\gamma_2=18,3 \text{ кН/м}^3$ , коэффициент пористости  $e=0,61$ , влажность  $w=0,11$ ); слой 3 — тот же песок ниже уровня подземных вод ( $h_3=3 \text{ м}$ ,  $\gamma_3=20,3 \text{ кН/м}^3$  при степени влажности  $S_r=1$ ); слой 4 — глина, служащая водоупором ( $\gamma_4=20,2 \text{ кН/м}^3$ ).

Решение. По формуле (5.22) удельный вес грунта слоя 3

$$\gamma_{sb} = 20,3 - 10 = 10,3 \text{ кН/м}^3.$$

По формуле (5.20) на глубине  $z=9 \text{ м}$  получаем:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 17,8 \cdot 2 + 18,3 \cdot 2 + 10,3 \cdot 3 + 20,2 \cdot 2 + 10 \cdot 3 = \\ &= 173,5 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Значения ординат эпюры  $\sigma_z$  приведены на рис. 5.13.

## 5.3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ, УЧИТЫВАЕМЫЕ В РАСЧЕТАХ ОСНОВАНИЙ

Нагрузки и воздействия, передаваемые фундаментами сооружений на основания, как правило, должны устанавливаться расчетом исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания или фундамента и основания. Учитываемые при этом нагрузки и воздействия на сооружение или отдельные его элементы, а также возможные их сочетания применяются согласно требованиям норм [3].

Характер и степень перераспределения нагрузок на основание, а следовательно, и дополнительные усилия в конструкциях сооружения зависят от вида, состояния и свойства грунтов, характера их напластования, стати-



ческой схемы сооружения, его пространственной жесткости и многих других факторов.

Нагрузки на основание допускается определять без учета их перераспределения над фундаментной конструкцией при расчете:

а) оснований зданий и сооружений III класса<sup>1</sup>;

б) общей устойчивости массива грунта основания совместно с рассматриваемым сооружением;

в) средних значений деформаций основания;

г) деформаций основания в стадии привязки типовых проектов к местным грунтовым условиям.

Все расчеты оснований должны производиться на расчетные значения нагрузок, которые определяются как произведение их нормативных значений на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ . Этот коэффициент, учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону, принимается при расчете оснований по несущей способности по указаниям [3], а при расчете оснований по деформациям равным единице.

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок, по несущей способности — на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий — на основное и особое сочетания. Нагрузки на перекрытия зданий и снеговые нагрузки, которые согласно нормам [3] могут относиться как к длительным, так и к кратковременным, при расчете оснований по несущей способности считаются кратковременными, а при расчете по деформациям — длительными. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считаются кратковременными.

В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складированного материала и оборудования, размещаемого вблизи фундаментов.

Усилия в конструкциях, вызываемые климатическими температурными воздействиями, при расчете оснований по деформациям допускается не учитывать, если расстояния между температурно-усадочными швами не превышают значений, указанных в нормах проектирования соответствующих конструкций. Технологические температурные воздействия учитываются в расчетах оснований по деформациям при соответствующем обосновании в зависимости от продолжительности этих воздействий.

<sup>1</sup> Класс ответственности зданий и сооружений принимается согласно «Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций», утвержденным Госстроем СССР.

#### 5.4. ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Глубина заложения фундаментов является одним из основных факторов, обеспечивающих необходимую несущую способность и деформации основания, не превышающие предельные по условиям нормальной эксплуатации проектируемого сооружения и находящегося в нем оборудования.

Выбор глубины заложения фундаментов рекомендуется выполнять на основе технико-экономического сравнения различных вариантов фундаментов. Глубина их заложения должна определяться с учетом:

назначения, а также конструктивных особенностей сооружения (наличия и размеров подвалов, фундаментов под оборудование и т. д.);

размера и характера нагрузок и воздействий на фундаменты;

глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, фундаментов под оборудование, глубины прокладки коммуникаций;

существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;

инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, пустот, образовавшихся вследствие растворения солей и пр.);

гидрогеологических условий площадки (уровней подземных вод и верховодки, а также возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения, агрессивности подземных вод и т. п.);

глубины сезонного промерзания грунтов [2, 4].

Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента, при наличии бетонной подготовки — до низа ее. При выборе глубины заложения фундаментов в необходимых случаях при соответствующем обосновании следует учитывать возможность дальнейшей реконструкции проектируемого сооружения (устройство новых коммуникаций, подвальных помещений, фундаментов под оборудование и пр.).

Фундаменты сооружения или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне. При заложении ленточных фундаментов смежных отсеков на разных отметках переход от более заглубленной части к менее заглубленной должен выполняться уступами. Уступы должны быть не круче 1:2, а высота уступа — не более 60 см. Ленточные фунда-

менты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва.

Допустимая разность отметок заложения соседних столбчатых фундаментов (или столбчатого и ленточного) определяется по формуле

$$\Delta h \leq a (\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 / p), \quad (5.24)$$

где  $a$  — расстояние между фундаментами в свету;  $\varphi_1$  и  $c_1$  — расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта;  $p$  — среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности).

Столбчатые фундаменты, разделенные осадочным швом, следует располагать на одном уровне.

Условие (5.24) распространяется и на случай определения допустимой разности отметок заложения фундаментов сооружения и рядом расположенных каналов, тоннелей и пр.

Фундаменты проектируемого сооружения, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется принимать на одной отметке. Переход на большую глубину заложения следует выполнять исходя из условия (5.24). Если оно не выполняется, необходимо устройство шпунтовой стенки или другого ограждения (рис. 5.14).

При выборе глубины заложения фундаментов рекомендуется:

предусматривать заглубление фундаментов в несущий слой грунта на 10—15 см;

избегать наличия под подошвой фундамента слоя грунта малой толщины, если его строительные свойства значительно хуже свойств подстилающего слоя;

закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.

При необходимости заложения фундаментов ниже уровня подземных вод следует предусматривать методы производства работ, сохраняющие структуру грунта.

Если глубина заложения фундаментов по условиям несущей способности и деформируемости грунтов основания оказывается чрезмерно большой, рекомендуется рассмотреть применение мероприятий по улучшению строительных свойств грунтов основания или переход на свайные фундаменты.

Одним из основных факторов, определяющих заглубление фундаментов, является глубина сезонного промерзания грунтов, которые при промораживании увеличиваются в объеме, а после оттаивания дают значительные осадки. Промерзание водонасыщенных грунтов сопровождается образованием в них прослоек льда, толщина которых увеличивается по ме-

ре миграции воды из слоев грунта, расположенных ниже уровня подземных вод. Последующее таяние таких грунтов приводит к резкому снижению их несущей способности и повышенным деформациям.

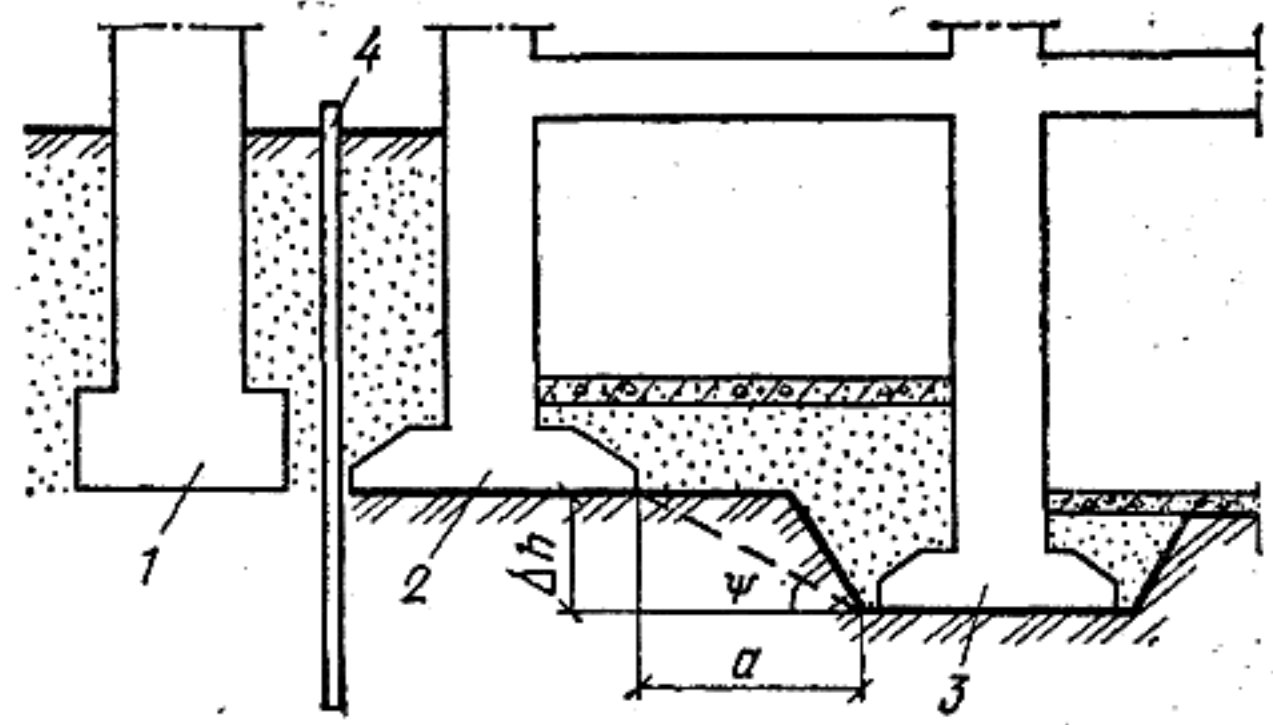


Рис. 5.14. Схема защиты существующего здания от дополнительных осадков при возведении рядом нового здания с большей глубиной заложения фундамента

1 — фундамент существующего здания; 2 — фундамент нового здания; 3 — фундамент с большей глубиной заложения; 4 — шпунтовая стенка

Деформации основания при морозном пучении и последующем оттаивании, как правило, неравномерны вследствие неоднородности грунта по степени его пучинистости и различия температурных условий, в которых могут находиться грунты под отдельными фундаментами.

Исключение возможности промерзания грунтов под подошвой фундаментов обеспечивается:

в период эксплуатации — соответствующей глубиной их заложения, принимаемой в зависимости от вида и состояния грунтов, положения уровня подземных вод, нормативной глубины сезонного промерзания, теплового режима сооружения и пр.;

в период строительства — соответствующими защитными мероприятиями.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов  $d_{fn}$  принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин их сезонного промерзания (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) под открытой, оголенной от снега поверхностью горизонтальной площадки при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов. Для районов, где не предусматривается очистка от снега территорий, прилегающих к проектируемым сооружениям (например, в сельской местности), нормативную глубину промерзания грунтов допускается определять на площадках под снежным покровом.

При отсутствии данных многолетних наблюдений нормативную глубину сезонного промерзания грунтов следует определять на ос-

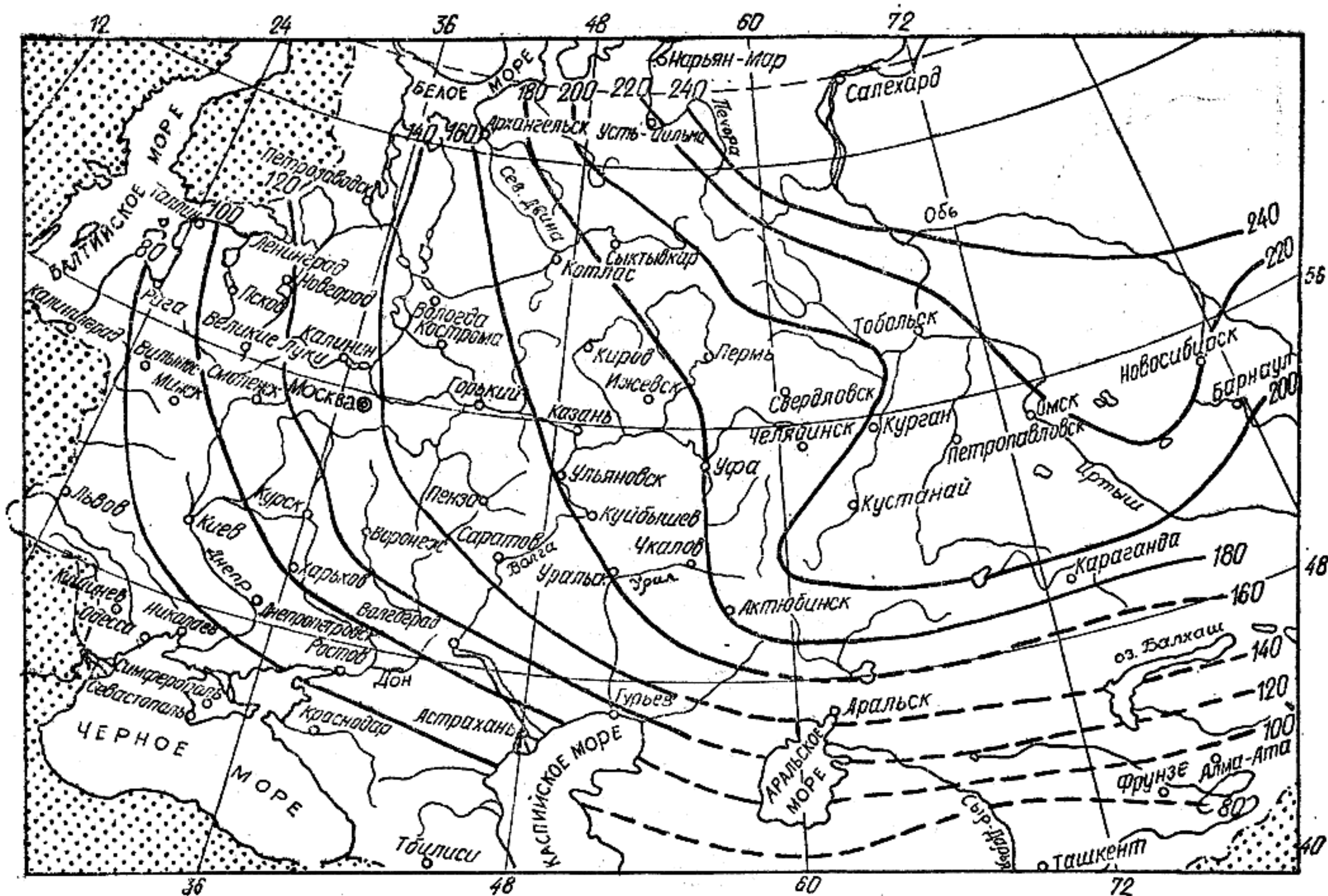


Рис. 5.15. Схематическая карта нормативных глубин промерзания суглинков и глин (изолинии нормативных глубин промерзания, обозначенные пунктиром, даны для малоисследованных районов)

нове теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение, м, допускается вычислять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (5.25)$$

где  $d_0$  — глубина промерзания при  $\Sigma |T_f| = 1^\circ\text{C}$ , принимаемая равной, м, для суглинков и глин — 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых — 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности — 0,30; крупнообломочных грунтов — 0,34;  $M_t$  — безразмерный коэффициент, численно равный  $\Sigma |T_f|$  — сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе,  $^\circ\text{C}$ , принимаемых по СНиП 2.01.01-82 или по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях.

Значение  $d_{fn}$  для грунтов неоднородного сложения определяется как средневзвешенное в пределах глубины промерзания грунта. Значение  $d_{fn}$  допускается определять по схематической карте (рис. 5.15), где даны изолинии нормативных глубин промерзания для суглинков, т. е. при  $d_0 = 0,23$  м. При наличии в зоне промерзания других грунтов значение  $d_{fn}$ , найденное по карте, следует умножить на отношение  $d_0/0,23$  (где  $d_0$  соответствует грунтам данной строительной площадки). Для районов Дальнего Востока допускается пользоваться картой (рис. 5.16). Если значения  $d_{fn}$ , найденные по карте и по формуле (5.25), не

совпадают, следует принимать значение, найденное по формуле.

Значения  $d_{fn} > 2,5$  м наблюдаются преимущественно в районах Восточной и Западной Сибири. Формулу (5.25) и карту не рекомендуется применять для горных районов, где фактическая глубина промерзания больше вследствие особенностей состава и свойств грунтов, рельефа местности и климата. В этих условиях нормативная глубина промерзания должна определяться теплотехническим расчетом [5]:

$$d_{fn} = \sqrt{\frac{2\lambda_f (T_{out,n} + T_{b,f}) t_{n,p}}{L_0(\omega_{tot} - \omega_w) \rho_{df} + 0,5C_f (T_{out,n} + T_{b,f})}}, \quad (5.26)$$

где  $\lambda_f$  — теплопроводность мерзлого грунта, Вт/(м· $^\circ\text{C}$ );  $T_{out,n}$  — абсолютное значение средней температуры воздуха за период отрицательных температур,  $^\circ\text{C}$ :  $T_{out,n} = \Sigma |T_f|/n$  (здесь  $n$  — число месяцев с отрицательной среднемесячной температурой);  $T_{b,f}$  — температура начала замерзания грунта,  $^\circ\text{C}$ ;  $t_{n,p}$  — продолжительность периода с отрицательными температурами воздуха, соответствующая  $n-1$  месяцам, с;  $L_0$  — удельная теплота фазового превращения воды в лед, принимаемая равной  $3,35 \times 10^8$  Дж/т;  $\omega_{tot}$  — суммарная природная влажность грунта, доли единицы;  $\omega_w$  — относительное (по массе) содержание незамерзшей воды, доли единицы, при температуре, равной  $0,5(T_{out,n} + T_{b,f})$ ;  $\rho_{df}$  — плотность мерзлого грунта в сухом состоянии, т/м $^3$ ;  $C_f$  — объемная теплоемкость мерзлого грунта, Дж/(м· $^\circ\text{C}$ ).

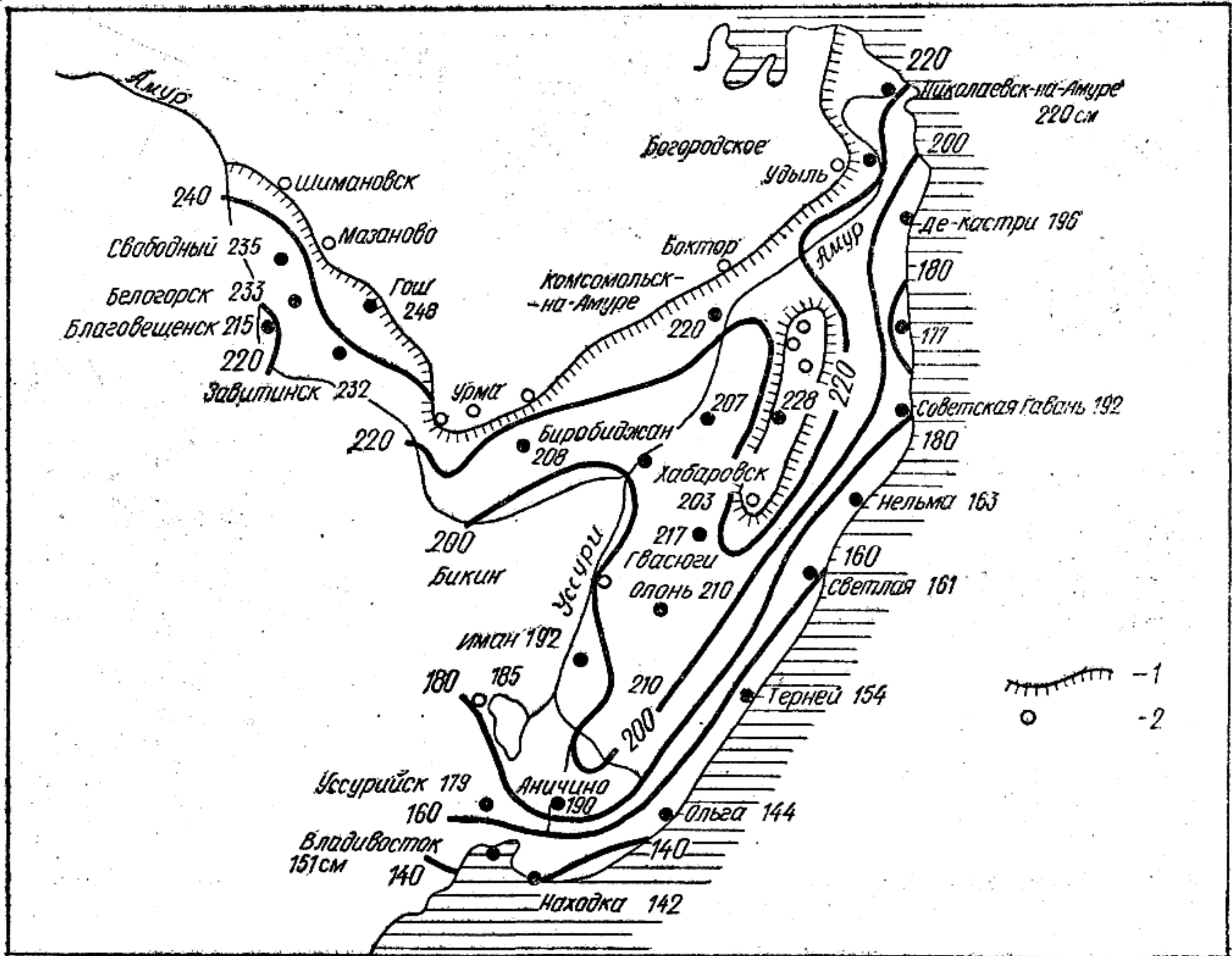


Рис. 5.16. Схематическая карта нормативных глубин промерзания суглинков в Приморском и Хабаровском краях, а также в Амурской обл.

1 — южная граница вечномерзлых грунтов или граница островной мерзлоты; 2 — пункты с вечной мерзлотой

**Пример 5.4.** Определить нормативную глубину промерзания грунта в г. Ачинске Красноярского края. Площадка сложена суглинком со следующими характеристиками: показатель текучести  $I_L = 0,64$ , плотность  $\rho = 1,8 \text{ т/м}^3$ , плотность мерзлого грунта в сухом состоянии  $\rho_{df} = 1,4 \text{ т/м}^3$ , суммарная влажность  $w_{tot} = 0,25$ , влажность на границе раскатывания  $w_p = 0,16$ , относительное содержание незамерзшей воды  $w_w = 0,08$ , влажность на границе текучести  $w_L = 0,30$ , число пластичности  $I_p = 0,14$ . Другие входящие в формулу (5.26) величины:  $T_{cut,p} = 13,2 \text{ }^\circ\text{C}$ ;  $T_{b,f} = 0,2 \text{ }^\circ\text{C}$ ;  $t_{n,p} = 6 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 3600 = 15,55 \cdot 10^6 \text{ с}$ ;  $\lambda_f = 1,513 \text{ Вт/(м} \cdot \text{ }^\circ\text{C)}$ ;  $C_f = 2,053 \cdot 10^6 \text{ Дж/(м}^3 \cdot \text{ }^\circ\text{C)}$ ;  $\Sigma T_f = 69,1 \text{ }^\circ\text{C}$ .

**Решение.** Нормативная глубина промерзания грунта составляет:

по формуле (5.25)

$$d_{fn} = 0,23 \sqrt{69,1} = 1,91 \text{ м};$$

по формуле (5.26)

$$d_{fn} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,513 (13,2 + 0,2) \times}{3,35 \cdot 10^6 (0,25 - 0,08) 1,4 + 0,5 \cdot 2,053 \times} \times \frac{15,55 \cdot 10^6}{10^6 (13,2 + 0,2)}} = 2,6 \text{ м},$$

что существенно отличается от результата, полученного по формуле (5.25). В данном случае при назначении глубины заложения фундаментов следует принимать  $d_{fn} = 2,6 \text{ м}$ .

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта определяется по формуле

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (5.27)$$

где  $k_h$  — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения и принимаемый: для наружных фундаментов отапливаемых зданий — по табл. 5.9; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых зданий  $k_h = 1,1$ , кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.

В районах с отрицательной среднегодовой температурой расчетная глубина промерзания грунта для неотапливаемых сооружений должна определяться теплотехническим расчетом в соответствии с требованиями СНиП [5]. Аналогичным образом значение  $d_f$  определяется в случае применения постоянной тепловой защиты основания, а также если тепловой режим проектируемого сооружения может заметно влиять на температуру грунтов (холодильники, теплицы, котельные, горячие цехи и т. п.).

Увеличение глубины промерзания грунтов под фундаментами неотапливаемых сооружений связано с худшими условиями оттаивания грунтов в летний период под этими сооружениями, чем на открытой местности.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям исключения

ТАБЛИЦА 5.9. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА  $k_h$ 

Особенности сооружения	$k_h$ при расчетной среднесуточной температуре воздуха в примыкающем к наружным фундаментам помещении, °С				
	0	15	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми: на грунте . . . . .	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
» лагах по грунту . . . . .	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
» по утепленному цокольному перекрытию . . . . .	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или с техническим подпольем . . . . .	8,0	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. Значения коэффициента  $k_h$  относятся к фундаментам, вылет подошвы которых от внешней грани стены составляет менее 0,5 м; при длине консоли 1,5 м и более значения коэффициента  $k_h$  повышаются на 0,1, но не более чем до 1; при промежуточных значениях длины консоли коэффициент  $k_h$  определяется интерполяцией.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии — помещения 1-го этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент  $k_h$  принимается с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

для наружных стен и колонн — по условиям, изложенным в табл. 5.10; глубину заложения наружных фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания грунтов, если фундаменты опираются на мелкие пески и специальными исследованиями по данной площадке установлено, что они не имеют пучинистых свойств, а также в случаях, когда исследованиями и расчетом установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационной пригодности сооружения;

для внутренних стен и колонн — независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Для наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) глубину заложения следует принимать по табл. 5.10, считая от пола подвала или технического подполья.

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по табл. 5.10; глубина исчисляется при отсутствии подвала или технического подполья от уровня планировки, а при их наличии — от пола подвала или технического подполья.

ТАБЛИЦА 5.10. ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ПО УСЛОВИЯМ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Грунты, находящиеся под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов при глубине расположения уровня подземных вод, м	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности . . . . .	Не зависит от $d_f$	Не зависит от $d_f$
Пески мелкие и пылеватые . . . . .	Не менее $d_f$	То же
Супеси с показателем текучести: $I_L < 0$ . . . . . $I_L > 0$ . . . . .	То же »	» Не менее $d_f$
Суглинки глины, крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя: $I_L \geq 0,25$ . . . . . $I_L < 0,25$ . . . . .	» »	То же Не менее $0,5 \sigma_f$

Примечания: 1. Глубину заложения фундаментов допускается принимать независимо от расчетной глубины промерзания  $d_f$ , если соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, залегают до глубины не менее нормативной глубины промерзания  $d_{fn}$ .

2. Положение уровня подземных вод и верховодки должно приниматься с учетом возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

В проекте оснований и фундаментов должны предусматриваться мероприятия, не допускающие увлажнения грунтов основания, а также промораживания их в период строительства.

Глубину заложения фундаментов по условиям морозного пучения можно уменьшить за счет применения: постоянной теплозащиты грунта по периметру сооружения; водозащитных мероприятий, уменьшающих степень пучинистости грунта; полной или частичной замены пучинистого грунта на непучинистый под подошвой фундаментов; обмазки боковой поверхности фундаментов, уменьшающей смерзание с ней грунта; засоления грунтов и т. п. Целесообразность применения тех или иных мероприятий должна быть технико-экономически обоснована. Кроме того, глубина заложения фундаментов может быть уменьшена и за счет применения конструктивных мероприятий, обеспечивающих прочность и нормальные условия эксплуатации сооружения при неравномерных деформациях оснований вследствие замерзания и оттаивания пучинистых грунтов.

Для защиты грунтов основания от увлажнения застраиваемая площадка под каждое

сооружение до возведения фундаментов должна быть ограждена нагорными канавами и тщательно спланирована с устройством поверхностных водостоков (канав и лотков), а при необходимости и дренажей.

Способ защиты грунтов основания от промерзания принимается в зависимости от вида и состояния грунтов, положения уровня подземных вод, конструктивных особенностей подземной части сооружения и от местных условий строительства (климатических, производственных и пр.).

Вид грунта, используемого для обратной засыпки пазух котлованов, метод и степень его уплотнения должны назначаться из условия, чтобы в процессе строительства и эксплуатации касательные силы морозного пучения не превышали силы, удерживающие фундамент от выпучивания [1]. В необходимых случаях должны предусматриваться мероприятия, уменьшающие касательные силы пучения (обмазка фундаментов специальными составами, засоление грунтов обратной засыпки веществами, не вызывающими коррозии бетона и арматуры, и пр.).

## 5.5. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

### 5.5.1. Общие положения

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных и (или) относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т. п.). При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций проверена расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Деформации основания могут быть следующими:

осадки-деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок (и в отдельных случаях собственного веса грунта) и не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки-деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительно с ними действующих факторов, таких как замачивание проса-

дочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзающем грунте и т. п.;

подъемы и осадки — деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при увеличении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);

оседания — деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий и т. п.;

горизонтальные перемещения — деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т. д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т. п.

Деформации основания в зависимости от причин их возникновения подразделяются на два вида:

первый — деформации от внешней нагрузки на основание (осадки, просадки, горизонтальные перемещения);

второй — деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунтов от собственного веса).

При проектировании следует учитывать, что деформации основания первого вида вызывают тем большие усилия в конструкциях сооружения, чем больше сжимаемость грунтов основания; при деформациях второго вида с увеличением сжимаемости грунтов основания усилия снижаются.

Наиболее опасны для конструкций сооружения неравномерные деформации основания, главными причинами возникновения которых для первого вида являются:

неравномерная сжимаемость грунтов из-за их неоднородности, выклинивания и непараллельности залегания отдельных слоев, наличия линз, прослоев и других включений, неравномерного уплотнения грунтов, в том числе искусственных подушек и т. п.;

различие в осадках основания в пределах и за пределами площадки загрузки (особенно часто это происходит с основаниями, сложенными сильносжимаемыми грунтами, чем и объясняются многие случаи повреждений существующих зданий при возведении вблизи них новых сооружений);

неравномерное увлажнение грунтов, в частности просадочных и набухающих;

различие нагрузок на отдельные фунда-

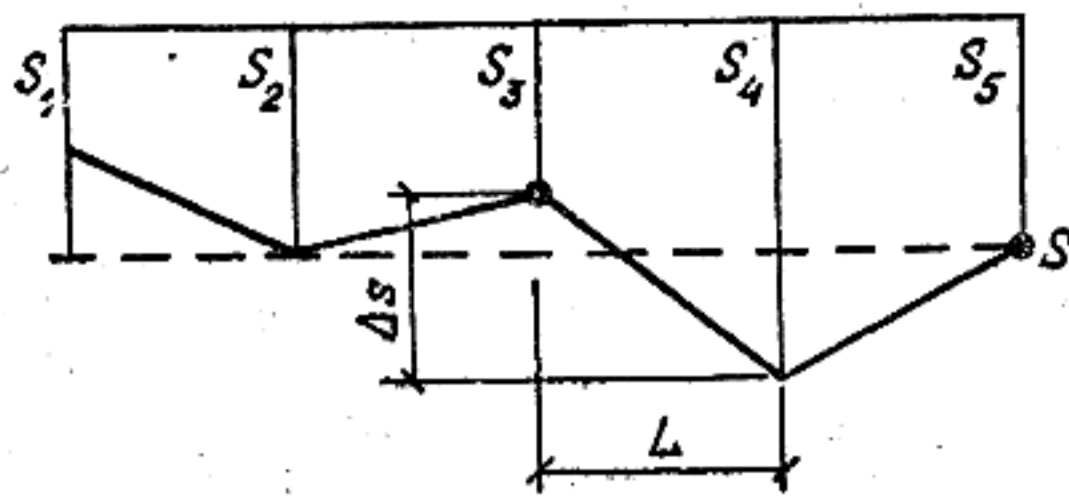


Рис. 5.17. Схема осадок основания сооружения

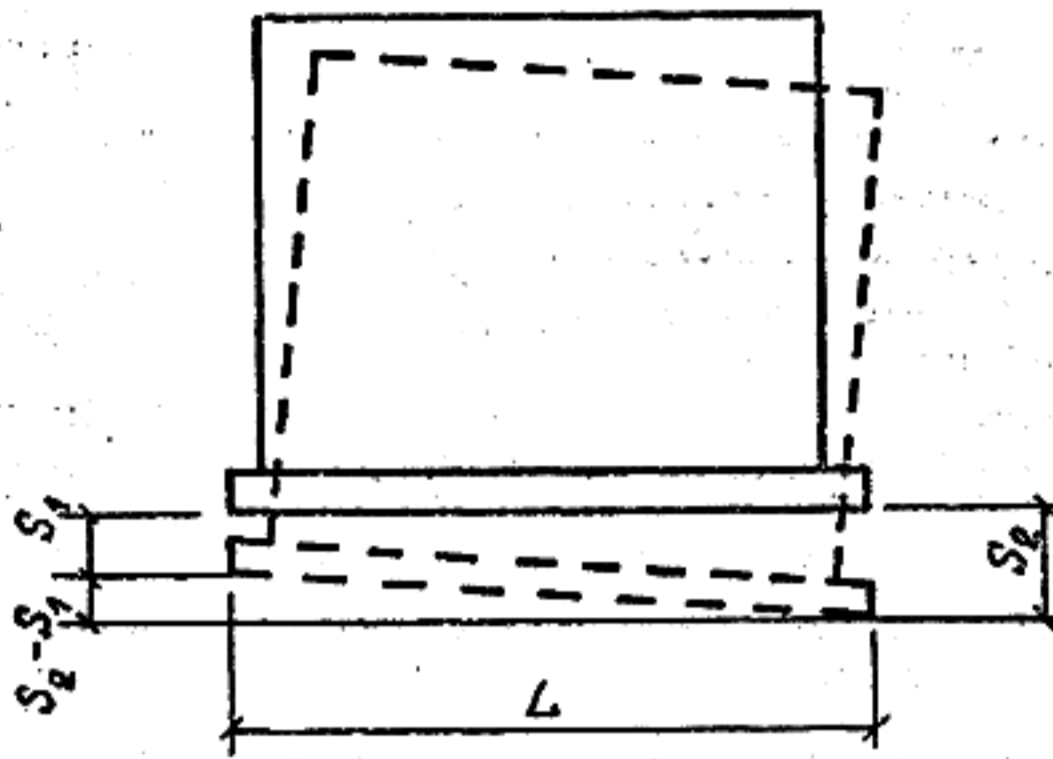


Рис. 5.18. Крен жесткого сооружения

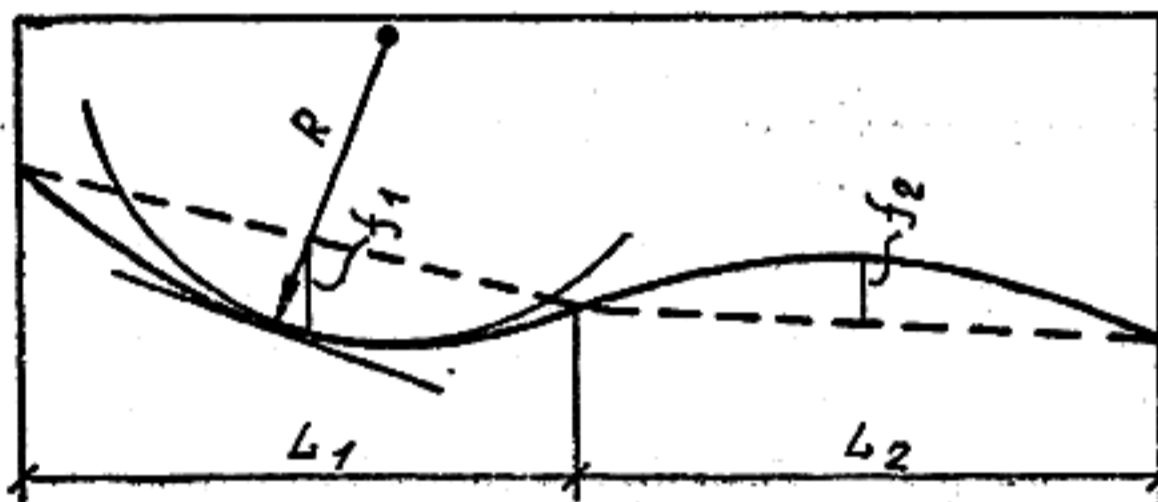


Рис. 5.19. Схема прогиба (выгиба) сооружения

менты, их размеров в плане и глубины заложения;

неравномерное распределение нагрузок на полы производственных зданий, а также загрузка территории в непосредственной близости от сооружения;

нарушения правил производства строительных работ, приводящие к ухудшению свойств грунтов; ошибки, допущенные при инженерно-геологических изысканиях и проектировании оснований и фундаментов, а также нарушение предусмотренных проектом условий эксплуатации сооружения.

Основные причины возникновения неравномерных деформаций оснований для второго вида — это повышение влажности грунтов в грунтовых условиях II типа по просадочности, наличие подземных горных выработок, изменение температурно-влажностного режима некоторых грунтов (например, набухающих), изменение гидрогеологических условий площадки, влияние динамических воздействий, например от городского транспорта и т. д.

Таким образом, среди причин, вызывающих неравномерные деформации основания, которые необходимо учитывать при проектиро-

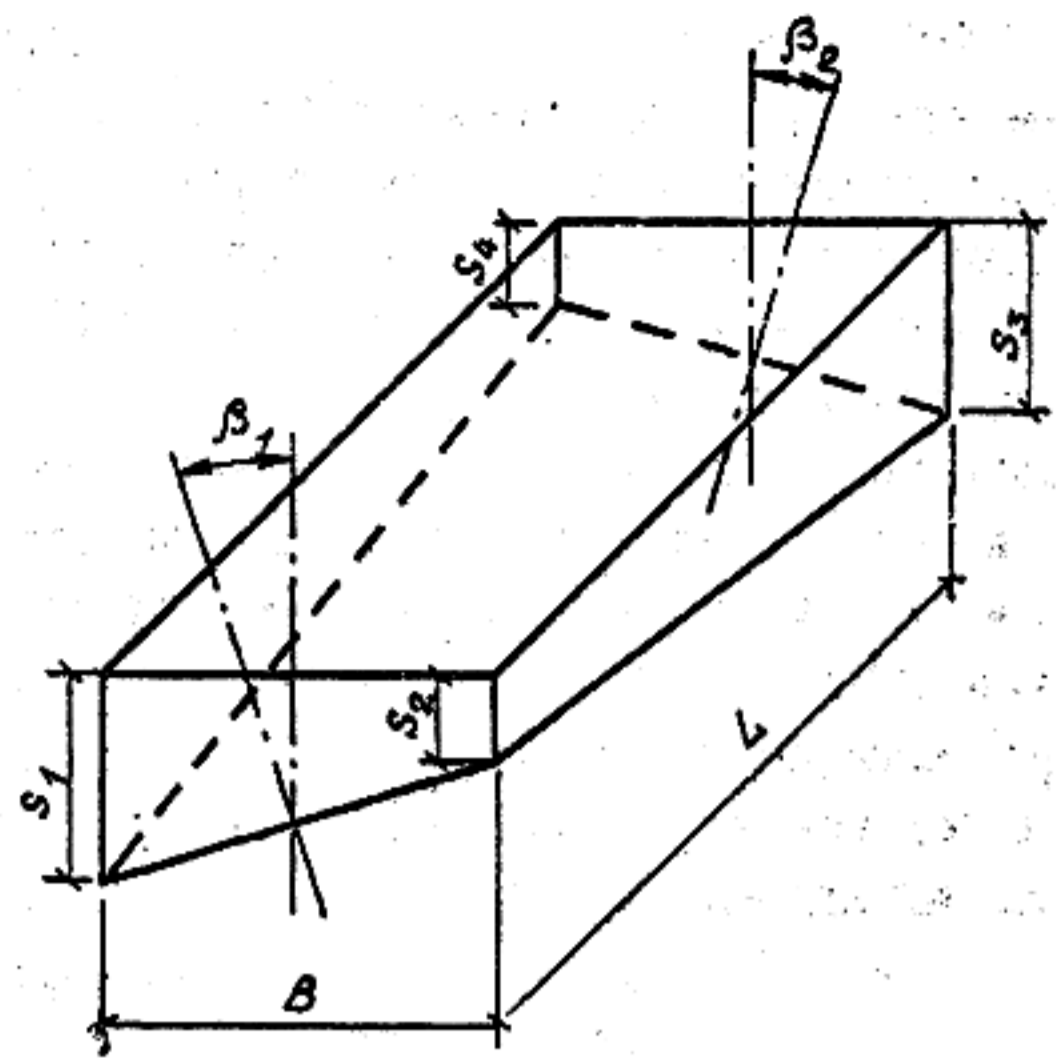


Рис. 5.20. Схема осадок, вызывающих кручение сооружения

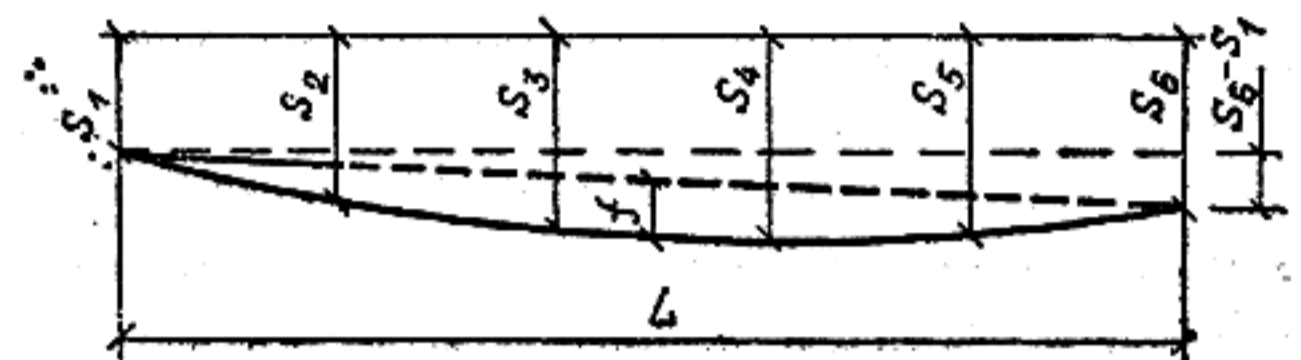


Рис. 5.21. Схема сложной деформации основания

вании, имеются не только инженерно-геологические и гидрогеологические факторы, но также конструктивные и технологические особенности проектируемых сооружений, способы производства работ по устройству оснований и фундаментов, особенности эксплуатации сооружений.

Расчет оснований по деформациям, как уже указывалось, должен производиться из условия совместной работы сооружения и основания. Деформации основания допускается определять без учета совместной работы сооружения и основания, т. е. без учета перераспределения нагрузок на основание конструкцией сооружения, в случаях, оговоренных в п. 5.3.

Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться: абсолютной осадкой основания отдельного фундамента  $s_i$ ; средней осадкой основания сооружения  $s$ ; относительной неравномерностью осадок  $\Delta s/L$  двух соседних фундаментов, т. е. разностью их вертикальных перемещений, отнесенной к расстоянию между ними (рис. 5.17); креном фундамента или сооружения в целом  $i$  — отношением разности осадок крайних точек фундамента к его ширине или длине (рис. 5.18); относительным прогибом или выгибом  $f/L$  — отношением стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибаемого участка сооружения (рис. 5.19); кривизной изгибаемого участка сооружения  $\rho = 1/R$  (см. рис. 5.19); относительным углом закручивания сооружения  $\vartheta = \Delta \beta/L$

(рис. 5.20); горизонтальным перемещением фундамента или сооружения в целом  $u$ . Аналогичные характеристики могут устанавливаться также и для просадок грунтов, подъемов их при набухании, оседаний земной поверхности и других деформаций.

Сложная деформация сооружения, возникающая вследствие неравномерных осадок основания, может быть разложена на отдельные составляющие, как это показано на рис. 5.21, где крен сооружения  $i = (s_2 - s_1)/L$ .

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$s \leq s_u, \quad (5.28)$$

где  $s$  — совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом (см. далее п. 5.5.4);  $s_u$  — предельное значение совместной деформации основания и сооружения (см. далее п. 5.5.5).

Под величинами  $s$  и  $s_u$  может пониматься любая из перечисленных выше деформаций.

В необходимых случаях, например для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций сооружений с учетом длительных процессов, следует рассчитывать осадки во времени. Осадки основания в процессе строительства (например, осадки от веса насыпей до устройства фундаментов, осадки до омоноличивания стыков строительных конструкций и т. п.) допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружений.

При расчете оснований по деформациям исходя из условия (5.28) необходимо учитывать возможность изменения как расчетных, так и предельных значений деформаций основания за счет применения строительных мероприятий по уменьшению сжимаемости и неоднородности грунтов основания, а также конструктивных мероприятий, направленных на снижение чувствительности сооружений к деформациям основания.

В расчетах деформаций с использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемой среды давление по подошве не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания.

### 5.5.2. Расчетное сопротивление грунтов основания

Зависимость «нагрузка—осадка» для фундаментов мелкого заложения можно считать линейной только до определенного предела давления на основание (рис. 5.22). В качестве такого предела принимается расчетное сопротивление грунтов основания  $R$  [4]. При расчете деформаций основания с использованием указанных в п. 5.5.1 расчетных схем среднее давление под подошвой фундамента (от нагрузок для расчета оснований по деформациям) не

должно превышать расчетного сопротивления грунта основания  $R$ , кПа, определяемого по формуле

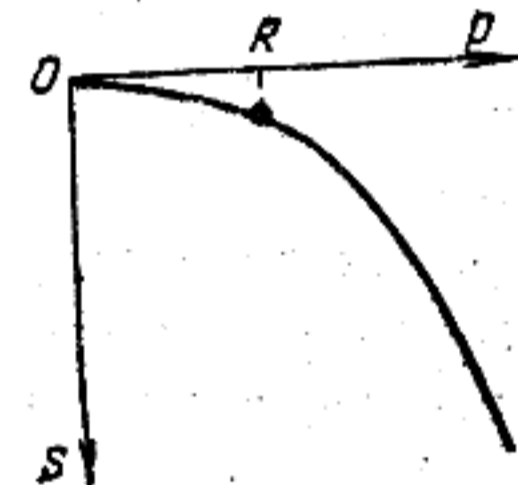
$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (5.29)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 5.11;  $k$  — коэффициент, принимаемый:  $k=1$ , если прочностные характеристики грунта ( $c$  и  $\phi$ ) определены непосредственными испытаниями, и  $k=1,1$ , если указанные характеристики приняты по таблицам, приведенным в гл. 1;  $M_\gamma$ ,  $M_q$  и  $M_c$  — коэффициенты, принимаемые по табл. 5.12;  $k_z$  — коэффициент, принимаемый:  $k_z=1$  при  $b < 10$  м,  $k_z = z_0/b + 0,2$  при  $b > 10$  м (здесь  $b$  — ширина подошвы фундамента, м;  $z_0=8$  м);  $\gamma_{II}$  — расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma'_{II}$  — то же, залегающих выше подошвы;  $c_{II}$  — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;  $d_1$  — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} \quad (5.30)$$

(здесь  $h_s$  — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;  $h_{cf}$  — толщина конструкции пола подвала, м;  $\gamma_{cf}$  — расчетное значение удельного веса материала пола подвала, кН/м<sup>3</sup>;  $d_b$  — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной  $B \leq 20$  м и глубиной более 2 м принимается  $d_b=2$  м, при ширине подвала  $B > 20$  м принимается  $d_b=0$ ).

Рис. 5.22. Характерная зависимость «нагрузка — осадка» для фундаментов мелкого заложения



Если  $d_1 > d$  (где  $d$  — глубина заложения фундамента), то  $d_1$  принимается равным  $d$ , а  $d_b=0$ .

Формула (5.29) применяется при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью  $A$ , то принимается  $b = \sqrt{A}$ . Расчетные значения удельных весов грунта и материала пола подвала, входящие в формулу (5.29), допускается принимать равными их нормативным значениям (полагая коэффициенты надежности по грунту и материалу равными единице). Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием. Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление



ТАБЛИЦА 5.11. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $\gamma_{c1}$  И  $\gamma_{c2}$ 

Грунты	$\gamma_{c1}$	$\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к его высоте $L/H$	
		$>4$	$<1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
нагущенные водой	1,1	1,0	1,2
Крупнообломочные с пылеватоглинистым заполнителем и пылеватоглинистые с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$IL \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < IL \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$IL > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания: 1. Жесткую конструктивную схему имеют сооружения, конструкции которых приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований путем применения специальных мероприятий.

2. Для сооружений с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента  $\gamma_{c2}$  принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях  $L/H$  коэффициент  $\gamma_{c2}$  определяется интерполяцией.

грунта основания допускается увеличивать на 15 %.

Когда расчетная глубина заложения фундаментов принимается от уровня планировки подсыпки, в проекте оснований и фундамен-

ТАБЛИЦА 5.12. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$ 

$\Phi_{II}^\circ$	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$	$\Phi_{II}^\circ$	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0	0	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	0,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

тов должно приводиться требование о необходимости выполнения планировочной насыпи до приложения полной нагрузки на основание. Аналогичное требование должно содержаться и в отношении устройства подсыпок под полы в подвале.

Коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_q$  и  $M_c$ , входящие в формулу (5.29), получены исходя из условия, что зоны пластических деформаций под краями равномерно нагруженной полосы (рис. 5.23)

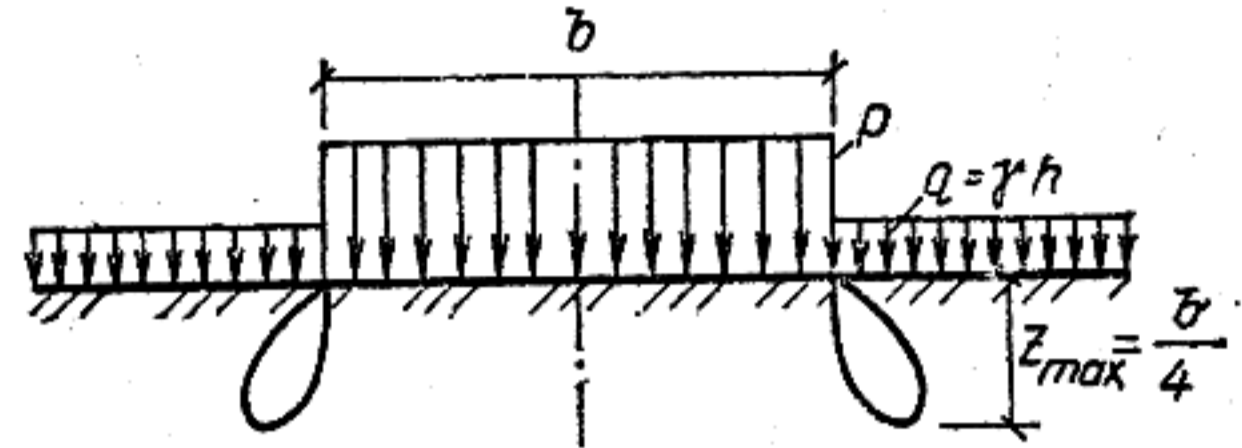


Рис. 5.23. Зоны пластических деформаций в основании под краями равномерно нагруженной полосы

равны четверти ее ширины и вычисляются по следующим соотношениям:

$$M_\gamma = \psi/4; \quad M_q = 1 + \psi; \quad M_c = \psi \operatorname{ctg} \Phi_{II}, \quad (5.31)$$

где  $\psi = \pi / (\operatorname{ctg} \Phi_{II} + \Phi_{II} - \pi/2)$ ;  $\Phi_{II}$  — расчетное значение угла внутреннего трения, рад.

При вычислении  $R$  значения характеристик  $\Phi_{II}$ ,  $c_{II}$  и  $\gamma_{II}$  принимаются для слоя грунта, находящегося под подошвой фундамента до глубины  $z_R = 0,5 b$  при  $b < 10$  м и  $z_R = t + 0,1 b$  при  $b \geq 10$  м (здесь  $t = 4$  м). При наличии нескольких слоев грунта от подошвы фундамента до глубины  $z_R$  принимаются средневзвешенные значения указанных характеристик. Аналогичным образом поступают и с коэффициентами  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$ .

Как видно из формулы (5.29), значение  $R$  зависит не только от физико-механических характеристик грунтов основания, но и от искоемых геометрических размеров фундамента — ширины и глубины его заложения. Поэтому определение размеров фундаментов приходится вести итерационным способом, задавшись предварительно какими-то начальными размерами.

Пример 5.5. Определить расчетное сопротивление грунта основания для ленточного фундамента шириной  $b = 1,4$  м при следующих исходных данных. Проектируемое здание — 9-этажное крупнопанельное с жесткой конструктивной схемой. Отношение длины его к высоте  $L/H = 1,5$ . Глубина заложения фундаментов от уровня планировки по конструктивным соображениям принята  $d = 1,7$  м. Здание имеет подвал шириной  $B = 12$  м и глубиной  $d_b = 1,2$  м. Толщина слоя грунта от подошвы фундамента до пола подвала  $h_s = 0,3$  м, толщина бетонного пола подвала  $h_{cf} = 0,2$  м, удельный вес бетона  $\gamma_{cf} = 23$  кН/м<sup>3</sup>. Площадка сложена песками мелкими средней плотности маловлажными. Коэффициент пористости  $e = 0,74$ , удельный вес грунта ниже подошвы  $\gamma_{II} = 18$  кН/м<sup>3</sup>, выше подошвы  $\gamma'_{II} = 17$  кН/м<sup>3</sup>. Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик при-

няты по справочным таблицам, приведенным в гл. 1:  $\varphi_{II} = \varphi_{II} = 32^\circ$ ,  $c_{II} = c_{II} = 2$  кПа,  $E = 28$  МПа.

**Решение.** Для вычисления расчетного сопротивления грунта основания по формуле (5.29) принимаем: по табл. 5.11 для песка мелкого маловлажного и здания жесткой конструктивной схемы при  $L/H = 1,5$   $\gamma_{c1} = 1,3$  и  $\gamma_{c2} = 1,3$ ; по табл. 5.12 при  $\varphi_{II} = 32^\circ$   $M_\gamma = 1,34$ ;  $M_q = 6,34$  и  $M_c = 8,55$ . Поскольку значения прочностных характеристик грунта приняты по справочным таблицам,  $k = 1,1$ . При  $b = 1,4$  м  $k_z = 1$ .

Приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала по формуле (5.30)

$$d_1 = 0,3 + 0,2 \cdot 23/17 = 0,57 \text{ м.}$$

По формуле (5.29) определяем:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1,1} [1,34 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 18 + 6,34 \cdot 0,57 \cdot 17 + (6,34 - 1) \cdot 1,2 \cdot 17 + 8,55 \cdot 2] = 1,54 \cdot 221 = 340 \text{ кПа.}$$

Предварительные размеры фундаментов назначаются по конструктивным соображениям или исходя из значений расчетного сопро-

**ТАБЛИЦА 5.13. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ  $R_0$  КРУПНООБЛОМОЧНЫХ, ПЕСЧАНЫХ И ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ (НЕПРОСАДОЧНЫХ) ГРУНТОВ**

Грунты	$R_0$ , КПа
<b>Крупнообломочные</b>	
Галечниковый (щебенистый) с заполнителем:	
песчаным . . . . .	600
пылевато-глинистым . . . . .	450/400
Гравийный (дресвяный) с заполнителем:	
песчаным . . . . .	500
пылевато-глинистым . . . . .	400/350
<b>Пески</b>	
Крупные . . . . .	600/500
Средней крупности . . . . .	500/400
Мелкие:	
маловлажные . . . . .	400/300
влажные и насыщенные водой . . . . .	300/200
Пылеватые:	
маловлажные . . . . .	300/250
влажные . . . . .	200/150
насыщенные водой . . . . .	150/100
<b>Пылевато-глинистые</b>	
Супеси с коэффициентом пористости $e$ :	
0,5 . . . . .	300/300
0,7 . . . . .	250/200
Суглинки с коэффициентом пористости $e$ :	
0,5 . . . . .	300/250
0,7 . . . . .	250/180
1,0 . . . . .	200/100
Глины с коэффициентом пористости $e$ :	
0,5 . . . . .	600/400
0,6 . . . . .	500/300
0,8 . . . . .	300/200
1,0 . . . . .	250/100

Значения  $R_0$  при показателе текучести  $I_L \leq 0,5$  даны перед чертой, при  $0,5 < I_L \leq 0,75$  — за чертой.

Значения  $R_0$  для плотных песков даны перед чертой, для песков средней плотности — за чертой.

Значения  $R_0$  при  $I_L = 0$  даны перед чертой, при  $I_L = 1$  — за чертой. При промежуточных значениях  $e$  и  $I_L$  значения  $R_0$  определяются интерполяцией.

тивления грунтов основания  $R_0$ , приведенных в табл. 5.13. Значениями  $R_0$  допускается также пользоваться для окончательного назначения размеров фундаментов сооружений III класса, если основание сложено горизонтальными (уклон не более 0,1) выдержанными по толщине слоями грунта, сжимаемость которых не увеличивается с глубиной в пределах двойной ширины наибольшего фундамента ниже глубины его заложения.

Двойную интерполяцию при определении  $R_0$  по табл. 5.13 для пылевато-глинистых грунтов с промежуточными значениями  $I_L$  и  $e$  рекомендуется выполнять по формуле [2]

$$R_0(e, I_L) = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) R_0(1, 0) + I_L R_0(1, 1)] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) \times R_0(2, 0) + I_L R_0(2, 1)], \quad (5.32)$$

где  $e_1$  и  $e_2$  — соседние значения коэффициента пористости в табл. 5.13, между которыми находится значение  $e$  для рассматриваемого грунта;  $R_0(1, 0)$  и  $R_0(1, 1)$  — значения  $R_0$  в табл. 5.13 при коэффициенте пористости  $e_1$ , соответствующие значениям  $I_L = 0$  и  $I_L = 1$ ;  $R_0(2, 0)$  и  $R_0(2, 1)$  — то же, при  $e_2$ .

Значения  $R_0$  в табл. 5.13 относятся к фундаментам, имеющим ширину  $b_1 = 1$  м и глубину заложения  $d_1 = 2$  м. При использовании значений  $R_0$  по табл. 5.13 для окончательного назначения размеров фундаментов расчетное сопротивление грунта основания  $R$  определяется по формулам:

при  $d \leq 2$  м

$$R = R_0 \left[ 1 + k_1 \left( \frac{b - b_1}{b_1} \right) \right] \left( \frac{d + d_1}{2d_1} \right); \quad (5.33)$$

при  $d > 2$  м

$$R = R_0 \left[ 1 + k_1 \left( \frac{b - b_1}{b_1} \right) \right] + k_2 \gamma' (d - d_1), \quad (5.34)$$

где  $b$  и  $d$  — соответственно ширина и глубина заложения проектируемого фундамента, м;  $\gamma'$  — удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>;  $k_1$  — коэффициент принимаемый для крупнообломочных и песчаных грунтов (кроме пылеватых песков)  $k_1 = 0,125$ , а для пылеватых песков, супесей, суглинков и глин  $k_1 = 0,05$ ;  $k_2$  — коэффициент, принимаемый для крупнообломочных и песчаных грунтов  $k_2 = 2,5$ , для супесей и суглинков  $k_2 = 2$ , а для глин  $k_2 = 1,5$ .

**Пример 5.6.** Определить расчетное сопротивление глины с коэффициентом пористости  $e = 0,85$  и показателем текучести  $I_L = 0,45$  применительно к фундаменту шириной  $b = 2$  м, имеющему глубину заложения  $d = 2,5$  м. Удельный вес грунта, расположенного выше подошвы,  $\gamma' = 1,7$  кН/м<sup>3</sup>.

**Решение.** Пользуясь значениями  $R_0$  (см. табл. 5.13), по формуле (5.32) вычисляем:

$$R_0(0,85; 0,45) = \frac{1,1 - 0,85}{1,1 - 0,80} [(1 - 0,45) 300 + 0,45 \cdot 200] + \frac{0,85 - 0,80}{1,1 - 0,80} [(1 - 0,45) 250 + 0,45 \cdot 100] = 210 + 30 =$$

240 кПа.

Далее по формуле (5.34) получаем:

$$R = 240 \left[ 1 + 0,05 \left( \frac{2-1}{1} \right) \right] + 1,5 \cdot 17 (2,5 - 2) = \\ = 240 \cdot 1,05 + 13 = 265 \text{ кПа.}$$

Расчетное сопротивление  $R$  основания, сложенного крупнообломочными грунтами, вычисляется по формуле (5.29) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов. При отсутствии таких испытаний расчетное сопротивление определяется по характеристикам заполнителя, если его содержание превышает 40 %. При меньшем содержании заполнителя значение  $R$  для крупнообломочных грунтов допускается принимать по табл. 5.13.

При искусственном уплотнении грунтов основания или устройстве грунтовых подушек расчетное сопротивление определяется исходя из задаваемых в проекте расчетных значений физико-механических характеристик уплотненных грунтов. Последние устанавливаются либо на основе исследований, либо с помощью справочных таблиц (см. гл. 1) исходя из необходимой плотности грунтов. При вычислении  $R$  влажность пылевато-глинистых грунтов рекомендуется принимать равной 1,2  $\omega_p$ .

Расчетное сопротивление рыхлых песков определяется по формуле (5.29) при  $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1$ . Значение  $R$  следует уточнять по результатам не менее трех испытаний штампа с размерами и формой, возможно более близкими к проектируемому фундаменту, но площадью не менее 0,5 м<sup>2</sup>. При этом значение  $R$  принимается не более давления, при котором ожидаемая осадка фундамента равна предельной (см. далее п. 5.5.5).

При устройстве прерывистых фундаментов расчетное сопротивление основания  $R$  определяется как для исходного ленточного фундамента по формуле (5.29) с повышением значения  $R$  коэффициентом  $k_d$ , принимаемым по табл. 5.14.

При необходимости увеличения нагрузок на основание существующих сооружений при их реконструкции (замене оборудования, надстройке и т. п.) расчетное сопротивление основания должно приниматься в соответствии с данными о состоянии и физико-механических свойствах грунтов основания с учетом типа и состояния фундаментов и надфундаментных конструкций сооружения, продолжительности его эксплуатации и ожидаемых дополнительных осадок при увеличении нагрузок на фундаменты. Следует также учитывать состояние и конструктивные особенности примыкающих сооружений, которые, оказавшись в пределах «осадочной воронки», могут получить повреждения.

ТАБЛИЦА 5.14. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $k_d$  ДЛЯ ПЕСКОВ (КРОМЕ РЫХЛЫХ) И ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Коэффициент пористости $e$ и показатель текучести $I_L$	Значения $k_d$ при фундаментных плитах	
	прямоугольных	с угловыми вырезами
$e < 0,5$ и $I_L < 0$	1,3	1,3
$e = 0,6$ и $I_L = 0,25$	1,15	1,15
$e > 0,7$ и $I_L > 0,5$	1,0	1,15

Примечания: 1. При промежуточных значениях  $e$  и  $I_L$  коэффициент  $k_d$  принимается по интерполяции.

2. Для плит с угловыми вырезами коэффициент  $k_d$  учитывает повышение  $R$  на 15 %.

Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине  $z$  от подошвы фундамента расположен слой грунта меньшей прочности, чем прочность лежащих выше слоев (рис. 5.24), необходима проверка соблюдения условия

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (5.35)$$

где  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zg}$  — вертикальные нормальные напряжения в грунте на глубине  $z$  от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа (см. п. 5.2);  $R_z$  — расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине  $z$ , кПа, вычисленное по формуле (5.29) для условного фундамента шириной  $b_z$ , м, определяемой по выражению

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a; \quad (5.36) \\ A_z = N/\sigma_{zp}; \quad a = (l - b)/2,$$

здесь  $N$  — суммарная вертикальная нагрузка на основание от фундамента, кН;  $l$  и  $b$  — соответственно длина и ширина фундамента, м.

Формула (5.36) для ленточного фундамента принимает вид

$$b_z = n/\sigma_{zp}, \quad (5.37)$$

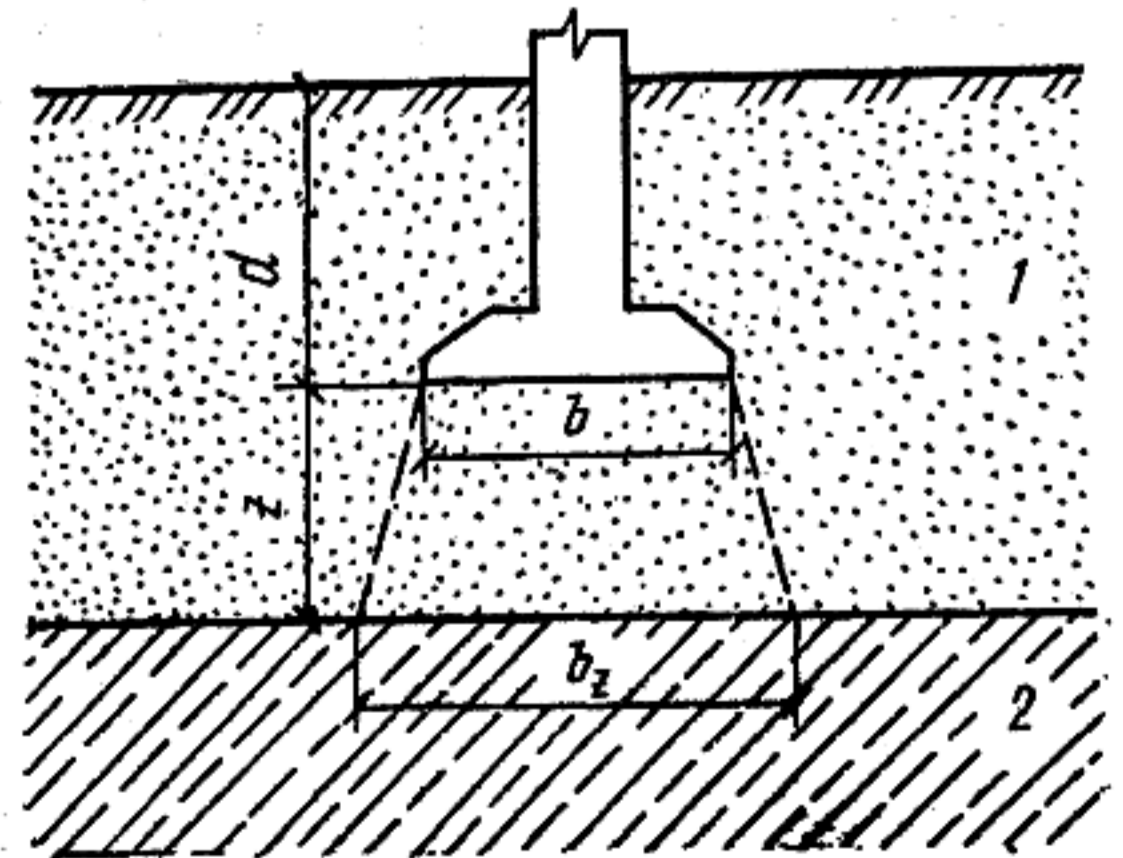


Рис. 5.24. Схема для проверки расчетного сопротивления по характеристикам грунта подстилающего слоя

1 — грунт верхних слоев основания; 2 — подстилающий слой грунта меньшей прочности

где  $n$  — вертикальная нагрузка на 1 м длины фундамента, кН/м,

а для квадратного фундамента —

$$b_z = \sqrt{N/\sigma_{zp}}. \quad (5.38)$$

При действии на фундамент внецентренной нагрузки следует ограничивать крайние давления под подошвой, которые вычисляются по формулам внецентренного сжатия. Крайние давления при действии момента в направлении главных осей подошвы фундамента не должны превышать  $1,2R$ , а давление в угловой точке —  $1,5R$ . Крайние давления рекомендуется определять с учетом бокового отпора грунта, расположенного выше подошвы фундамента, а также жесткости конструкции, опирающейся на рассматриваемый фундамент.

Действующие нормы допускают увеличение до 20 % расчетного сопротивления грунта основания, вычисленного по формулам (5.29), (5.33) и (5.34), если определенные расчетом деформации основания при давлении  $p=R$  не превышают 40 % предельных значений (см. далее п. 5.5.5). При этом расчетные деформации, соответствующие давлению  $p_1=1,2R$ , должны быть не более 50 % предельных. В этом случае, кроме того, требуется проверка основания по несущей способности (см. далее п. 5.6).

### 5.5.3. Определение основных размеров фундаментов

Основные размеры фундаментов мелкого заложения (глубина и размеры подошвы) в большинстве случаев определяются исходя из расчета оснований по деформациям, который включает:

подсчет нагрузок на фундамент;

оценку инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства; определение нормативных и расчетных значений характеристик грунтов;

выбор глубины заложения фундамента;

назначение предварительных размеров подошвы по конструктивным соображениям или исходя из условия, чтобы среднее давление на основание равнялось расчетному сопротивлению грунта, приведенному в табл. 5.13;

вычисление расчетного сопротивления грунта основания  $R$  по формуле (5.29), изменение в случае необходимости размеров фундамента с тем, чтобы обеспечивалось условие  $p \leq R$ ; в случае внецентренной нагрузки на фундамент, кроме того, проверку крайних давлений;

при наличии слабого подстилающего слоя проверку соблюдения условия (5.35);

вычисление осадок основания и проверку соблюдения неравенства (5.28); при необходимости корректировку размеров фундаментов.

В случаях, оговоренных в п. 5.1, выполняется расчет основания по несущей способности. После этого производится расчет и проектирование самого фундамента.

#### А. ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Определение размеров подошвы фундамента по заданному значению расчетного сопротивления грунта основания. Обычно вертикальная нагрузка на фундамент  $N_0$  задается на уровне его обреза, который чаще всего практически совпадает с отметкой планировки. Тогда суммарное давление на основание на уровне подошвы фундамента будет:

$$p = N_0/A + \bar{\gamma}d, \quad (5.39)$$

где  $\bar{\gamma}$  — среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его обрезах, принимаемое обычно равным 20 кН/м<sup>3</sup>;  $d$  и  $A$  — глубина заложения и площадь подошвы фундамента.

Если принять  $p=R$ , получим следующую формулу для определения необходимой площади подошвы фундамента:

$$A = N_0/(R - \bar{\gamma}d). \quad (5.40)$$

Задавшись соотношением сторон подошвы фундамента  $\eta=l/b$ , получим:

$$b^2 = N_0/[\eta(R - \bar{\gamma}d)]. \quad (5.41)$$

Зная размеры фундамента, вычисляют его объем и вес  $N_f$ , а также вес грунта на его обрезах  $N_g$  и проверяют давление по подошве:

$$p = (N_0 + N_f + N_g)/(bl) \leq R. \quad (5.42)$$

Определение размеров подошвы фундамента при неизвестном значении расчетного сопротивления грунта основания. Как видно из формулы (5.29), расчетное сопротивление грунта основания зависит от неизвестных при проектировании размеров фундамента (глубины его заложения  $d$  и размеров в плане  $b \times l$ ), поэтому обычно эти размеры определяются методом последовательных приближений. В качестве первого приближения принимают размеры фундамента по конструктивным соображениям или из условия (5.41), т. е. принимая  $R=R_0$ .

Однако необходимые размеры подошвы фундамента можно определить за один прием. Из формулы (5.41)

$$\eta b^2 (R - \bar{\gamma}d) - N_0 = 0,$$

а с учетом формулы (5.29) при  $b < 10$  м (когда  $k_z=1$ )

$$\eta b^2 \left\{ \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] - \bar{\gamma}d \right\} - N_0 = 0. \quad (5.43)$$

Уравнение (5.43) приводится к виду:  
для ленточного фундамента

$$a_0 b^2 + a_1 b = n_0 = 0; \quad (5.44)$$

для прямоугольного фундамента

$$a_0 \eta b^3 + a_1 \eta b^2 - N_0 = 0, \quad (5.45)$$

где

$$a_0 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_{\gamma} \gamma_{II}; \quad a_1 = \left\{ \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \times \right. \\ \left. \times [M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}] \right\} - \bar{\gamma} d; \\ n_0 = N_0 / b; \\ \eta = l / b.$$

Решение квадратного уравнения (5.44) производится обычным способом, а уравнения (5.45) — методом последовательного приближения или по стандартной программе.

После вычисления значения  $b$  с учетом модульности и унификации конструкций принимают размеры фундамента и проверяют давление по его подошве по формуле (5.42).

**Пример 5.7.** Определить ширину ленточного фундамента здания жесткой конструктивной схемы без подвала ( $d_b = 0$ ). Отношение  $L/H = 1.5$ . Глубина заложения фундамента  $d = 2$  м. Нагрузка на фундамент на уровне планировки  $N_0 = 900$  кН/м. Грунт — глина с характеристиками, полученными при непосредственных испытаниях:  $\varphi_{II} = 18^\circ$ ,  $c_{II} = 40$  кПа,  $\gamma_{II} = \gamma_{II}' = 18$  кН/м<sup>3</sup>,  $I_L = 0.45$ .

**Решение.** По табл. 5.10 имеем:  $\gamma_{c1} = 1.2$  и  $\gamma_{c2} = 1.1$ ; по табл. 5.11 при  $\varphi_{II} = 18^\circ$   $M_{\gamma} = 0.43$ ;  $M_q = 2.73$ ;  $M_c = 5.31$ . Поскольку характеристики грунта приняты по испытаниям,  $k = 1$ .

Для определения ширины фундамента  $b$  предварительно вычисляем:

$$a_0 = \frac{1.2 \cdot 1.1}{1} 0.43 \cdot 18 = 10.22;$$

$$a_1 = 1.2 \cdot 1.1 (2.73 \cdot 2 \cdot 18 + 5.31 \cdot 40) - 20 \cdot 2 = 370.1.$$

Подставляя эти значения в формулу (5.44), получаем  $10.22b^2 + 370.1b - 900 = 0$ , откуда

$$b = \frac{-370.1 + \sqrt{370.1^2 + 4 \cdot 10.22 \cdot 900}}{2 \cdot 10.22} = 2.28 \text{ м.}$$

Принимаем  $b = 2.4$  м.

**Пример 5.8.** Определить размеры столбчатого фундамента здания гибкой конструктивной схемы ( $\gamma_{c2} = 1$ ). Соотношение сторон фундамента  $\eta = l/b = 1.5$ , нагрузка на него составляет:  $N_0 = 4$  МН = 4000 кН. Грунтовые условия и глубина заложения те же, что и в предыдущем примере.

**Решение.** Вычисляем:

$$a_0 \eta = 1.2 \cdot 1 \cdot 0.43 \cdot 18 \cdot 1.5 = 13.93;$$

$$a_1 \eta = [1.2 \cdot 1 (2.73 \cdot 2 \cdot 18 + 5.31 \cdot 40) - 20 \cdot 2] 1.5 = 499.22.$$

Затем, подставляя в уравнение (5.45) полученные величины ( $13.93b^3 + 499.22b^2 - 4000 = 0$ ) и решая его по стандартной программе, находим  $b = 2.46$  м, тогда  $l = 1.5b = 3.7$  м.

Принимаем фундамент с размерами подошвы  $2.5 \times 3.7$  м.

**Определение размеров подошвы фундамента при наличии слабого подстилающего слоя.** При наличии в пределах сжимаемой толщи основания (на глубине  $z$  от подошвы фундамента) слоя грунта с худшими прочностны-

ми свойствами, чем у лежащего выше грунта, размеры фундамента необходимо назначать такими, чтобы обеспечивалось условие (5.35). Это условие сводится к определению суммарного вертикального напряжения от внешней нагрузки и от собственного веса лежащих выше слоев грунта ( $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ ) и сравнению этого напряжения с расчетным сопротивлением слабого подстилающего грунта  $R$  применительно к условному фундаменту, подошва которого расположена на кровле слабого грунта.

**Пример 5.9.** Определить размеры столбчатого фундамента при следующих инженерно-геологических условиях (см. рис. 5.24). На площадке от поверхности до глубины 3,8 м залегают пески крупные средней плотности маловлажные, подстилаемые суглинками. Характеристики грунтов по данным испытаний: для песка  $\varphi_{II} = 38^\circ$ ,  $c_{II} = 0$ ,  $\gamma_{II} = \gamma_{II}' = 18$  кН/м<sup>3</sup>,  $E = 40$  МПа; для суглинков  $\varphi_{II} = 19^\circ$ ,  $c_{II} = 11$  кПа,  $\gamma_{II} = 17$  кН/м<sup>3</sup>,  $E = 17$  МПа. Здание — с гибкой конструктивной схемой без подвала ( $d_b = 0$ ). Вертикальная нагрузка на фундамент на уровне поверхности грунта  $N_0 = 4.7$  МН. Глубина заложения фундамента  $d = 2$  м. Предварительные размеры подошвы фундамента приняты исходя из  $R = 300$  кПа (табл. 5.13) равными  $3 \times 3$  м.

**Решение.** По формуле (5.29) с учетом табл. 5.11 и 5.12 получаем:

$$R = \frac{1.4 \cdot 1}{1} (2.11 \cdot 3 \cdot 18 + 9.44 \cdot 2 \cdot 17) = 1.4 \cdot 435 = 609 \text{ кПа.}$$

Для определения дополнительного вертикального напряжения от внешней нагрузки на кровле слабого грунта предварительно находим:

среднее давление под подошвой

$$p = N_0 / b^2 + \bar{\gamma} d = 4.7 \cdot 10^3 / 3^2 + 20 \cdot 2 = 520 + 40 = 560 \text{ кПа;}$$

дополнительное давление на уровне подошвы

$$p_0 = p - \gamma_{II}' d = 560 - 18 \cdot 2 = 524 \text{ кПа.}$$

По табл. 5.4 при  $\xi = 2z/b = 2 \cdot 1.8/3 = 1.2$  коэффициент  $\alpha = 0.606$ . Тогда дополнительное вертикальное напряжение на кровле слабого слоя от нагрузки на фундамент будет:

$$\sigma_z = p_0 \alpha = 524 \cdot 0.606 = 317 \text{ МПа.}$$

Ширина условного фундамента составит:

$$b_z = \sqrt{(N_0 + \bar{\gamma} d b^2) / \sigma_{zp}} = \sqrt{(4700 + 20 \cdot 2 \cdot 3^2) / 317} = 4 \text{ м.}$$

Для условного фундамента на глубине  $z = 1.8$  м при  $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = k = 1$  расчетное сопротивление суглинков по формуле (5.29) будет:

$$R_z = 0.47 \cdot 4 \cdot 17 + 2.88 \cdot 3.8 \cdot 18 + 5.48 \cdot 11 = 30 + 196 + \\ + 60 = 286 \text{ кПа.}$$

Вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта на глубине  $z = 3.8$  м

$$\sigma_{zg} = 18 \cdot 3.8 = 62 \text{ кПа.}$$

Проверяем условие (5.35):

$$315 + 62 = 377 > R_z = 286 \text{ кПа,}$$

т. е. условие (5.35) не удовлетворяется и требуется увеличить размеры фундамента. Расчет показал, что в данном случае необходимо принять  $b = 3.9$  м.

**Проектирование фундаментов из сборных плит.** Для устройства фундаментов применяют плиты, прямоугольные в плане, и с угловыми вырезами (см. гл. 4). Фундаменты из этих плит проектируются ленточными или прерывистыми, последние с превышением или без превышения расчетного сопротивления основания.

При ленточных фундаментах, когда ширина плит совпадает с расчетной шириной, допускается замена прямоугольных плит плитами с угловыми вырезами. При прерывистых фундаментах расчетное сопротивление грунтов основания  $R$  определяется как для ленточных фундаментов с повышением значения  $R$  коэффициентом  $k_d$ , принимаемым по табл. 5.14.

Прерывистые фундаменты из плит прямоугольной формы и с угловыми вырезами не рекомендуется применять:

в грунтовых условиях II типа по просадочности;

при залегании под подошвой фундамента рыхлых песков;

при сейсмичности района 7 баллов или более; в этом случае нужно применять плиты с угловыми вырезами, укладывая их в виде непрерывной ленты;

при залегании ниже подошвы фундамента пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести  $I_L > 0,5$ .

Прерывистые фундаменты с превышением расчетного сопротивления основания не рекомендуется устраивать:

в грунтовых условиях I типа по просадочности при отсутствии поверхностного уплотнения грунта в пределах деформируемой зоны;

при неравномерном напластовании грунтов или при значительном изменении сжимаемости грунта в пределах здания или сооружения;

при сейсмичности 6 баллов.

При совпадении расчетной ширины фундамента с шириной плит последние укладываются в виде непрерывной ленты. Это требование относится как к плитам прямоугольной формы, так и к плитам с угловыми вырезами. В этом случае расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , вычисленное по формуле (5.29), может быть повышено в 1,2 раза, если расчетные деформации основания (при давлении, равном  $R$ ) не превосходят 40 % их предельного значения. При этом повышенное давление не должно вызывать деформации основания более 50 % предельных и, кроме того, не превышать значение давления из условия расчета оснований по несущей способности.

При несовпадении расчетной ширины с шириной плиты проектируются прерывистые фундаменты. Для прерывистых фундаментов, проектируемых с превышением расчетного сопротивления основания, коэффициент  $k_d$  не должен превышать величин, приведенных в табл. 5.14, а для прямоугольной формы, кроме того, коэффициент  $k'_d$  не должен быть больше значений, приведенных в табл. 5.15.

ТАБЛИЦА 5.15. ЗНАЧЕНИЕ  $k'_d$  ДЛЯ ПРЕРЫВИСТОГО ФУНДАМЕНТА

Расчетная ширина ленточного фундамента, м	Ширина прерывистого фундамента, м	$k'_d$
1	1,2	1,09
1,1	1,2	1,1
1,3	1,4	1,07
1,5	1,6	1,11
1,7	2	1,18
1,8	2	1,17
1,9	2	1,09
2,1	2,4	1,18
2,2	2,4	1,13
2,3	2,4	1,1
2,5	2,8	1,17
2,6	2,8	1,13
2,7	2,8	1,12
2,9	3,2	1,15
3,0	3,2	1,13
3,1	3,2	1,1

В случае применения плит с угловыми вырезами в ленточных фундаментах и в прерывистых без превышения расчетного сопротивления основания допускается, чтобы фактическое давление на грунт превышало расчетное сопротивление основания на 15 %, т. е.  $k_d = 1,15$ .

Осадка ленточных и прерывистых фундаментов рассчитывается как для сплошного ленточного фундамента на среднее давление, отнесенное к общей площади фундамента, включая промежутки между плитами и угловые вырезы.

Пример 5.10. Рассчитать фундамент под стену производственного здания без подвала.

1. Исходные данные: длина стены по оси  $A$  равна 40 м; толщина фундаментной стены 30 см; глубина заложения фундамента 2 м; площадка сложена глинистым грунтом, имеющим характеристики:  $I_L = 0,3$ ,  $e = 0,8$ ,  $\gamma_{II} = 18$  кН/м<sup>3</sup>,  $c_{II} = 35$  кПа,  $R_0 = 317$  кПа,  $\varphi_{II} = 16^\circ$ ; нагрузка на уровне верха фундамента  $N = 856$  кН/м.

Решение. Предварительный размер подошвы фундамента  $b = N/R_0 = 856/317 = 2,7$  м. Расчетное сопротивление грунта основания определяем по формуле (5.29):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,36 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 18 + 2,43 \cdot 2 \cdot 18 + 4,99 \cdot 35) = 349 \text{ кПа.}$$

Ширина фундамента  $b_c = (N + N_1)/R = (856 + 114)/349 = 2,78$  (здесь  $N_1 = 114$  кН/м — вес фундамента и грунта на его обрезках). Расчетная ширина фундамента практически совпадает с шириной блока, равной 2,8 м, поэтому применяем ленточный фундамент из плит с вырезами марки ФК 28-35В\*. Число плит  $n = Lb_c/A_s = 40 \cdot 2,78/(2,8 \cdot 1,18) = 25$  шт. В этом случае расход бетона составляет 31,75 м<sup>3</sup>, а металла — 1,041 т. При применении типовых плит по серии 1.112-5 принимаем марку ФЛ 28.12-3. В этом случае расход бетона составляет 34,22 м<sup>3</sup>, а металла — 1,347 т (т. е. больше соответственно в 1,08 и 1,29 раза).

2. Исходные данные: длина стены того же здания, что и в п. 1, по оси  $B$  равна 40 м, нагрузка на уровне верха фундамента  $N = 410$  кН/м, расчетное сопротивление грунта основания  $R = 222$  кПа, расчетная ширина фундамента  $b_c = (410 + 90)/222 = 2,25$  м (здесь  $N_1 = 90$  кН/м), среднее давление  $p = 222$  кПа.

Решение. Принимаем прерывистый фундамент из плит прямоугольной формы шириной 2,4 м. Коэффициент превышения расчетного сопротивления в этом случае  $k'_d = 1,13$  (см. табл. 5.15), а коэффициент  $k_d = 1,3$  (см. табл. 5.14). Число плит прямоугольной формы определяем по наименьшему из этих коэф-

коэффициентов. Площадь ленточного фундамента  $A = 2,25 \cdot 40 = 90 \text{ м}^2$ . Суммарная площадь прямоугольных плит в прерывистом фундаменте  $A_b = 90/1,13 = 80 \text{ м}^2$ . Число плит в прерывистом фундаменте

$$n = A_b/A_s \quad (5.46)$$

Отсюда  $n = 80/2,83 = 28$  шт. (площадь плиты  $A_s = 2,4 \cdot 1,18 = 2,83 \text{ м}^2$ ).

Расстояние между плитами

$$l_b = (L - nl)/(n - 1), \quad (5.47)$$

где  $l$  — длина плиты.

Тогда  $l = (40 - 28 \cdot 1,18)/(28 - 1) = 0,25 \text{ м}$ .

Среднее давление по подошве плит  $p_s = 500 \cdot 40 / (28 \cdot 2,83) = 253 \text{ кПа}$ . Фактический коэффициент превышения расчетного сопротивления  $k_{df} = 253/222 = 1,139$ . По этому давлению подбираем марку плиты по прочности. Принимаем марку ФЛ 24.12-2. Расход бетона составляет  $31,86 \text{ м}^3$ , а металла —  $0,72 \text{ т}$ .

Заменяем плиты прямоугольные плитами с угловыми вырезами марки ФК 24.12. Площадь плит с вырезами составляет  $2,496 \text{ м}^2$ .

Фактическое среднее давление по подошве прерывистого фундамента из плит с вырезами  $p_b = 500 \cdot 40 / (28 \cdot 2,496) = 286 \text{ кПа}$ . Фактический коэффициент превышения расчетного сопротивления  $k_{df} = 286/222 = 1,29 < k_d = 1,3$  (если  $k_{df} < k_d$ , уменьшаем расстояние между плитами до расстояния, при котором выполняется условие  $k_{df} = k_d$ ).

Для прерывистого фундамента применяем плиты с угловыми вырезами марки ФК 24.12-25В, рассчитанные на среднее давление по подошве  $p = 250 \text{ кПа}$  (несущая способность указанных плит отвечает среднему давлению, отнесенному к площади плиты, вычисленной по внешним размерам с учетом площади вырезов). Расход бетона в этом случае составляет  $29,7 \text{ м}^3$ , а металла —  $0,63 \text{ т}$ . Таким образом, при устройстве прерывистых фундаментов из сплошных плит расход бетона больше в  $1,07$ , а металла — в  $1,14$  раза.

3. Исходные данные: те же, что и в п. 2, но в основании грунты залегают неравномерно, с перепадом толщины слоя в пределах здания в 2 раза.

Решение. Применяем прерывистые фундаменты без превышения расчетного сопротивления основания. Расчетная ширина фундамента  $b_c = 2,25 \text{ м}$ . Плиты сплошные, прямоугольной формы, шириной  $b_l = 2,4 \text{ м}$ . Расстояние между плитами определяем по формуле

$$l_b = (b_l/b_c - 1) l \quad (5.48)$$

Тогда

$$l_b = (2,4/2,25 - 1) 1,18 = 0,08 \text{ м}$$

Число плит в прерывистом фундаменте находим по формуле

$$n = (L + c)/(l + c) \quad (5.49)$$

и получаем:

$$n = (40 + 0,08)/(1,18 + 0,08) = 32 \text{ шт.}$$

Площадь прерывистого фундамента  $A_b = 32 \cdot 2,4 \times 1,18 = 90,6 \text{ м}^2$ . Среднее давление по подошве плит  $p = 500 \cdot 40/90,6 = 221 \text{ кПа}$ . Принимаем прямоугольные плиты марки ФЛ 24.12-2. Расход бетона на фундамент составляет  $36,4 \text{ м}^3$ , а металла —  $0,83 \text{ т}$ .

Вместо сплошных плит нужно применить плиты с вырезами марки ФК 24.12-25В\*. В этом случае расход бетона составит  $34 \text{ м}^3$ , а металла —  $0,73 \text{ т}$ , что меньше, чем при сплошных плитах, соответственно на 7 и 12 %.

При проектировании фундаментов необходимо учитывать следующее:

промежутки между плитами прерывистого фундамента должны быть заполнены песком или местным грунтом с трамбованием;

краевые давления при внецентренной нагрузке не должны превышать  $1,2$  среднего давления по подошве;

при расчете осадок прерывистый фундамент из любых плит следует рассматривать

как непрерывный ленточный фундамент шириной, равной ширине прерывистого фундамента; давление по подошве плит, пересчитанное на нагрузки, принимаемые для расчетов по прочности, не должно превышать давления, на которое запроектирована конструкция плит.

#### Б. ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Размеры внецентренно нагруженных фундаментов определяются исходя из условий:

$$p \leq R; \quad (5.50)$$

$$p_{max} \leq 1,2R; \quad (5.51)$$

$$p_{max}^c \leq 1,5R, \quad (5.52)$$

где  $p$  — среднее давление под подошвой фундамента от нагрузок для расчета оснований по деформациям;  $p_{max}$  — максимальное краевое давление под подошвой фундамента;  $p_{max}^c$  — то же, в угловой точке при действии моментов сил в двух направлениях;  $R$  — расчетное сопротивление грунта основания.

Максимальное и минимальное давления под краем фундамента мелкого заложения при действии момента сил относительно одной из главных осей инерции площади подошвы определяется по формуле

$$p_{max/min} = N/A \pm M_x y/I_x, \quad (5.53)$$

где  $N$  — суммарная вертикальная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунта на его обрезах, кН;  $A$  — площадь подошвы фундамента,  $\text{м}^2$ ;  $M_x$  — момент сил относительно центра подошвы фундамента, кН·м;  $y$  — расстояние от главной оси инерции, перпендикулярной плоскости действия момента сил, до наиболее удаленных точек подошвы фундамента, м;  $I_x$  — момент инерции площади подошвы фундамента относительно той же оси,  $\text{м}^4$ .

Для прямоугольных фундаментов формула (5.53) приводится к виду

$$p_{max/min} = N/A \pm M_x/W_x = (N/A)(1 \pm 6e_x/l), \quad (5.54)$$

где  $W_x$  — момент сопротивления подошвы,  $\text{м}^3$ ;  $e_x = M_x/N$  — эксцентриситет равнодействующей вертикальной нагрузки относительно центра подошвы фундамента, м;  $l$  — размер подошвы фундамента в направлении действия момента, м.

При действии моментов сил относительно обеих главных осей инерции давления в угловых точках подошвы фундамента определяется по формуле

$$p_{max/min}^c = N/A \pm M_x y/I_x \pm M_y x/I_y \quad (5.55)$$

или для прямоугольной подошвы

$$p_{max/min}^c = \frac{N}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b} \right), \quad (5.56)$$

где  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $e_x$ ,  $e_y$ ,  $x$ ,  $y$  — моменты сил, моменты инерции подошвы эксцентриситеты и координаты рассматриваемой точки относительно соответствующих осей;  $l$  и  $b$  — размеры подошвы фундамента.

Условия (5.50) — (5.52) обычно проверяются для двух сочетаний нагрузок, соответствующих максимальным значениям нормальной силы или момента.

Относительный эксцентриситет вертикальной нагрузки на фундамент  $e = e/l$  рекомендуется ограничивать следующими значениями:

$e_u = 1/10$  — для фундаментов под колонны производственных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше и открытых крановых эстакад с кранами грузоподъемностью более 15 т, для высоких сооружений (трубы, здания башенного типа и т. п.), а также во всех случаях, когда расчетное сопротивление грунтов основания  $R < 150$  кПа;

$e_u = 1/6$  — для остальных производственных зданий с мостовыми кранами и открытых крановых эстакад;

$e_u = 1/4$  — для бескрановых зданий, а также производственных зданий с подвесным крановым оборудованием.

Форма эпюры контактных давлений под подошвой фундамента зависит от относительного эксцентриситета (рис. 5.25): при  $e < l/6$  —

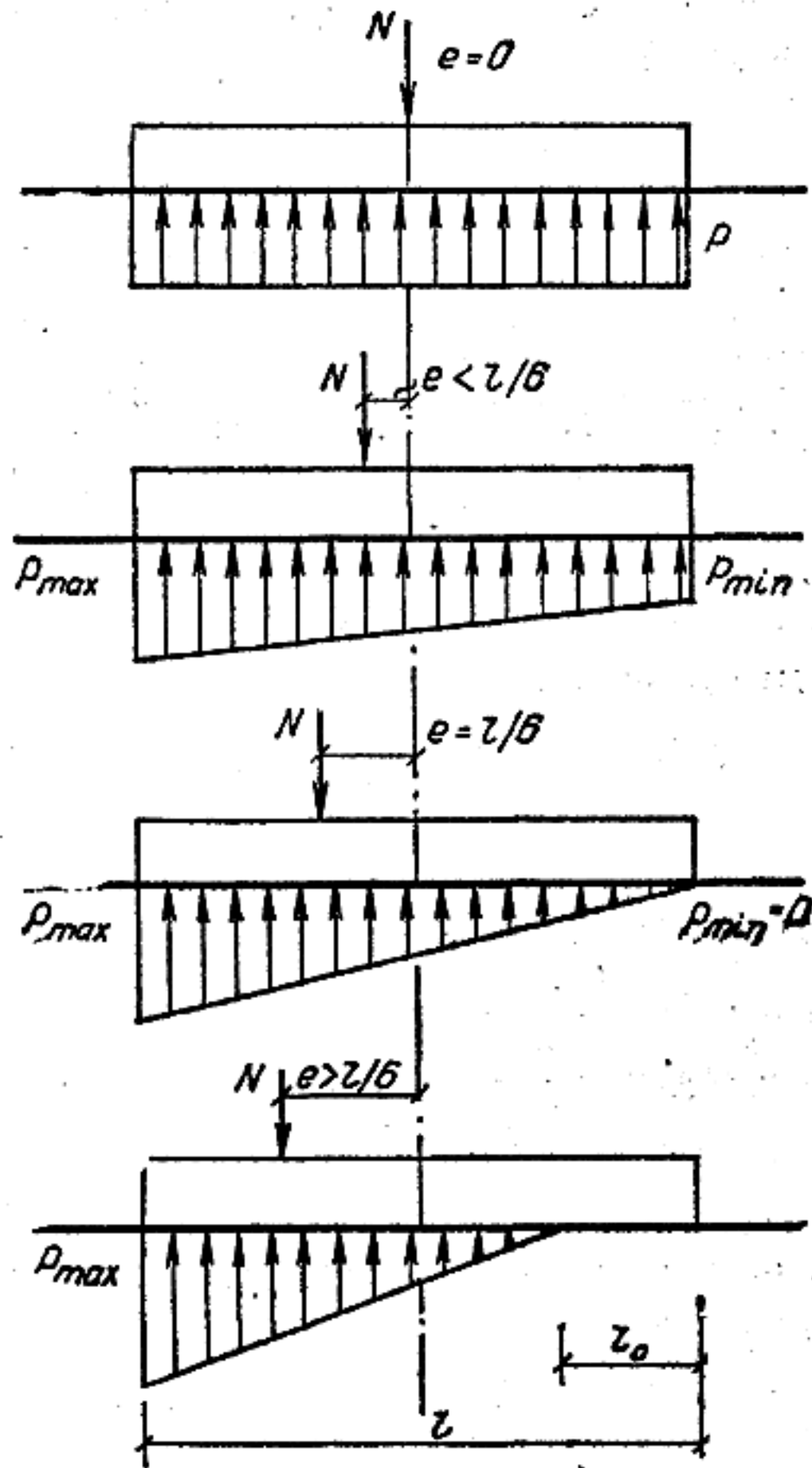


Рис. 5.25. Эпюры давлений под подошвой фундамента при действии центральной и внецентренной нагрузки

трапециевидная (если  $e = 1/10$ , соотношение крайних давлений  $p_{min}/p_{max} = 0,25$ ), при  $e = 1/6$  — треугольная с нулевой ординатой у менее загруженной грани подошвы, при  $e >$

$> 1/6$  — треугольная с нулевой ординатой в пределах подошвы, т. е. при этом происходит частичный отрыв подошвы.

В последнем случае максимальное краевое давление определяется по формуле

$$p_{max} = \frac{2N}{3bl_0}, \quad (5.57)$$

где  $b$  — ширина подошвы фундамента;  $l_0 = l/2 - e$  — длина зоны отрыва подошвы (при  $e = 1/4$   $l_0 = l/4$ ).

Следует отметить, что при отрыве подошвы крен фундамента нелинейно зависит от момента.

Распределение давлений по подошве фундаментов, имеющих относительное заглубление  $\lambda = d/l > 1$ , рекомендуется находить с учетом бокового отпора грунта, расположенного выше подошвы фундамента. При этом допускается применять расчетную схему основания, характеризуемую коэффициентом постели (коэффициентом жесткости). В этом случае крайние давления под подошвой вычисляются по формуле

$$p_{max/min} = \frac{N}{A} \pm i_d \frac{l}{2} c_i, \quad (5.58)$$

где  $i_d$  — крен заглубленного фундамента;  $c_i$  — коэффициент неравномерного сжатия.

**Пример 5.11.** Определить размеры фундамента для здания гибкой конструктивной схемы без подвала, если вертикальная нагрузка на верхний обрез фундамента  $N = 10$  МН, момент  $M = 8$  МН·м, глубина заложения  $d = 2$  м. Грунт — песок средней крупности со следующими характеристиками, полученными по испытаниям:  $e = 0,52$ ;  $\varphi_{II} = 37^\circ$ ;  $c_{II} = 4$  кПа;  $\gamma = 19,2$  кН/м<sup>3</sup>. Предельное значение относительного эксцентриситета  $e_u = e/l = 1/6$ .

**Решение.** По табл. 5.13  $R_0 = 500$  кПа. Предварительные размеры подошвы фундамента определим исходя из требуемой площади:

$$A = \frac{N}{R_0 - \bar{\gamma}d} = \frac{10\,000}{500 - 20 \cdot 2} = 21,7 \text{ м}^2.$$

Принимаем  $b \cdot l = 4,2 \cdot 5,4$  м ( $A = 22,68$  м<sup>2</sup>). Расчетное сопротивление грунта по формуле (5.29)  $R = 752$  кПа. Максимальное давление под подошвой

$$p_{max} = \frac{N}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M}{W} = \frac{10\,000}{22,68} + 20 \cdot 2 + \frac{8000 \cdot 6}{4,2 \cdot 5,4^2} = 440 + 40 + 390 = 870 \text{ кПа} < 1,2 R = 900 \text{ кПа}.$$

Эксцентриситет вертикальной нагрузки

$$e = \frac{M}{N + \bar{\gamma}dA} = \frac{8000}{10\,000 + 20 \cdot 2 \cdot 22,68} = 0,733 \text{ м},$$

$$\text{т. е. } e = e/l = 0,733/5,4 = 0,135 < e_u = 0,167.$$

Таким образом, принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям, ограничивающим краевое давление и относительный эксцентриситет нагрузки.

#### 5.5.4. Расчет деформаций основания

##### А. ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ

**Определение осадки методом послойного суммирования.** В методе послойного суммирования приняты следующие допущения:



осадка основания вызывается дополнительным давлением  $p_0$ , равным полному давлению под подошвой фундамента  $p$  за вычетом вертикального нормального напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:  $p_0 = p - \sigma_{zg,0}$  (при планировке срезкой принимается  $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$ , при отсутствии планировки и планировке подсыпкой  $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$ , где  $\gamma'$  — удельный вес грунта, расположенного выше подошвы;  $d$  и  $d_n$  — глубина заложения фундамента от уровня планировки и природного рельефа);

распределение по глубине дополнительных вертикальных нормальных напряжений  $\sigma_{zp}$  от внешнего давления  $p_0$  принимается по теории линейно-деформируемой среды как в однородном основании (см. п. 5.2);

при подсчете осадок основание делится на «элементарные» слои, сжатие которых определяется от дополнительного вертикального нормального напряжения  $\sigma_{zp}$ , действующего по оси фундамента в середине рассматриваемого слоя;

сжимаемая толща основания ограничивается глубиной  $z = H_c$ , где выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}. \quad (5.59)$$

Если найденная по условию (5.59) нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E < 5$  МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , нижняя граница сжимаемой толщи определяется исходя из условия  $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$ .

Осадка основания  $s$  методом послойного суммирования определяется по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (5.60)$$

где  $\beta$  — безразмерный коэффициент, равный 0,8;  $\sigma_{zp,i}$  — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в  $i$ -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней  $z_{i-1}$  и нижней  $z_i$  границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;  $h_i$  и  $E_i$  — соответственно толщина и модуль деформации  $i$ -го слоя грунта;  $n$  — число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

При этом распределение вертикальных нормальных напряжений по глубине основания принимается в соответствии со схемой, приведенной на рис. 5.26.

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения по вертикали, проходящей через центр рассматриваемого фундамента, на глубине  $z$  от его подошвы определяются:

$\sigma_{zp}$  — от дополнительного давления  $p_0$  под подошвой рассчитываемого фундамента [см. формулу (5.12)];  $\sigma_{zp,j}$  — от дополнительного давления  $p_{0j}$  под подошвой  $j$ -го влияющего

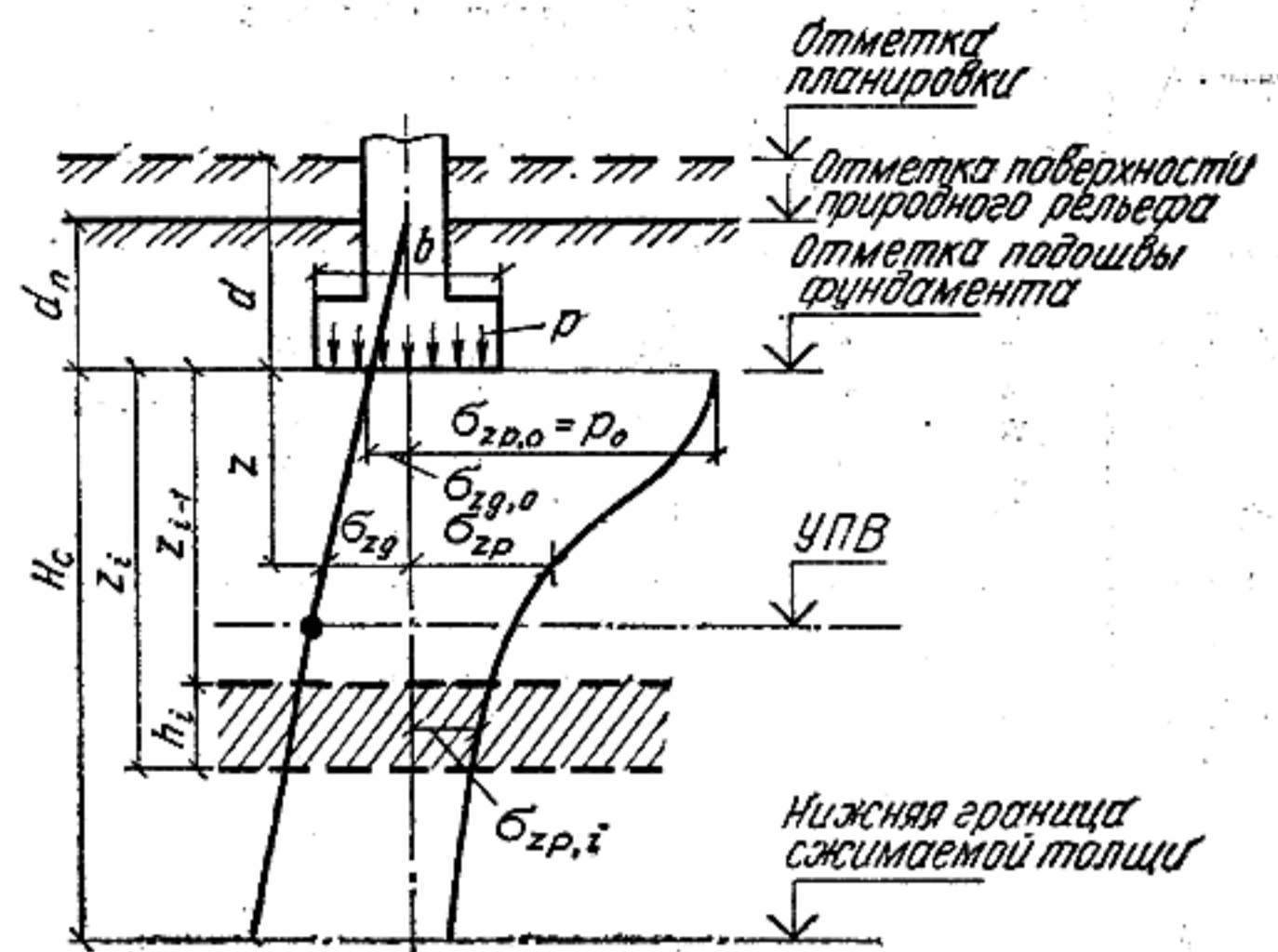


Рис. 5.26. Схема распределения вертикальных напряжений в основании при расчете осадок методом послойного суммирования

фундамента методом угловых точек по формуле (5.18).

Суммарное дополнительное напряжение по оси рассчитываемого фундамента с учетом влияния нагрузок от соседних фундаментов определяется по формуле (5.19).

**Пример 5.12.** Рассчитать осадку фундамента Ф-1 здания с гибкой конструктивной схемой с учетом влияния нагрузки на фундамент Ф-2 по условиям примера 5.2 (см. рис. 5.11) при следующих данных. С поверхности до глубины  $h + h_1 = 6$  м залегает песок пылеватый со следующими характеристиками, принятыми по справочным таблицам (см. гл. 1):  $\gamma_s = 26,6$  кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma = 17,8$  кН/м<sup>3</sup>;  $w = 0,14$ ;  $e = 0,67$ ;  $c_{II} = 4$  кПа;  $\varphi_{II} = 30^\circ$ ;  $E = 18\,000$  кПа. Ниже залегает песок мелкий с характеристиками:  $\gamma_s = 26,6$  кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma = 19,9$  кН/м<sup>3</sup>;  $w = 0,21$ ;  $e = 0,62$ ;  $c_{II} = 2$  кПа;  $\varphi_{II} = 32^\circ$ ;  $E = 28\,000$  кПа. Уровень подземных вод находится на глубине 6,8 м от поверхности. Суммарная нагрузка на основание от каждого фундамента (с учетом его веса)  $N = 5,4$  МН.

**Решение.** По формуле (5.21) удельный вес песка мелкого с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb} = (26,6 - 10)/(1 + 0,62) = 10,2 \text{ кН/м}^3.$$

По табл. 5.11 находим:  $\gamma_{c1} = 1,2$  и  $\gamma_{c2} = 1$ . По табл. 5.12 при  $\varphi_{II} = 30^\circ$  находим:  $M_\gamma = 1,15$ ;  $M_q = 5,59$ ;  $M_c = 7,95$ . Поскольку характеристики грунта приняты по таблицам,  $k = 1,1$ .

По формуле (5.29) получаем:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (1,15 \cdot 4 \cdot 17,8 + 5,59 \cdot 2 \cdot 17,8 + 7,95 \cdot 4) = 341 \text{ кПа}.$$

Среднее давление под подошвой

$$p = 5400/4^2 = 338 \text{ кПа} < R = 341 \text{ кПа};$$

дополнительное давление на основание

$$p_0 = p - \sigma'_{zg} = 338 - 17,8 \cdot 2 = 300 \text{ кПа}.$$

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в основании фундаментов Ф-1 и Ф-2 подсчитаны в примере 5.2, приведены в табл. 5.6 и показаны на рис. 5.11. Дополняем табл. 5.6 подсчетом напряжений от собственного веса грунтов  $\sigma_{zg}$  для определения нижней границы сжимаемой толщи (табл. 5.16).

Из табл. 5.16 видно, что нижняя граница сжимаемой толщи под фундаментом Ф-1 находится на глубине  $z_1 = 8,0$  м (при учете нагрузки только на этот фундамент) и на глубине  $z_2 = 8,8$  м (при учете влияния фундамента Ф-2).

ТАБЛИЦА 5.16. К ПРИМЕРУ 5.12

z, м	$\sigma_{zp1}$	$\sigma_{zp2}$	$\sigma_{zp}$	$\sigma_{zg}$	$0,2 \sigma_{zg}$	E
0	300	0	300	36	7	18 000
0,8	288	0	288	50	10	
1,6	240	0	240	64	13	
2,4	182	1	183	78	16	
3,2	135	2	137	93	19	
4,0	101	3	104	107	21	
4,8	77	4	81	123	25	28 000
5,6	60	5	65	131	26	
6,4	48	6	54	139	28	
7,2	39	6	45	147	29	
8,0	32	7	39	156	31	
8,8	27	7	34	164	33	

Примечание. Значения напряжений и модуля даны в кПа.

Определяем осадку фундамента Ф-1 по формуле (5.60) без учета влияния Ф-2

$$s = \beta \sum_{i=1}^{10} \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} = \beta \Delta h \sum_{i=1}^{10} \frac{\sigma_{zp,i}}{E_i} =$$

$$= 0,8 \cdot 0,8 \left( \frac{300 + 2 \cdot 288 + 2 \cdot 240 + 2 \cdot 182 + 2 \cdot 135 + 101}{2 \cdot 18\,000} + \right.$$

$$\left. + \frac{101 + 2 \cdot 77 + 2 \cdot 60 + 2 \cdot 48 + 2 \cdot 39 + 32}{2 \cdot 28\,000} \right) =$$

$$= 0,033 \text{ м} = 3,3 \text{ см!}$$

с учетом влияния Ф-2

$$s = 0,8 \cdot 0,8 \left( \frac{300 + 2 \cdot 288 + 2 \cdot 240 + 2 \cdot 183 + 2 \cdot 137 + 104}{2 \cdot 18\,000} + \right.$$

$$\left. + \frac{104 + 2 \cdot 81 + 2 \cdot 65 + 2 \cdot 54 + 2 \cdot 45 + 2 \cdot 39 + 34}{2 \cdot 28\,000} \right) =$$

$$= 0,035 \text{ м} = 3,5 \text{ см.}$$

Определение осадки основания с использованием схемы линейно-деформируемого слоя. Средняя осадка фундамента на слое конечной толщины (рис. 5.27) определяется по формуле [4]

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (5.61)$$

где  $p$  — среднее давление под подошвой фундамента;  $b$  — ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;  $k_c$  и  $k_m$  — коэффициенты, принимаемые по табл. 5.17 и 5.18;  $n$  — число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя  $H$ ;  $k_i$  и  $k_{i-1}$  — коэффициенты, определяемые по табл. 5.19 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошвы и кровля  $i$ -го слоя (соответственно  $\zeta_i = 2z_i/b$  и  $\zeta_{i-1} = 2z_{i-1}/b$ );  $E_i$  — модуль деформации  $i$ -го слоя грунта.

Формула (5.61) служит для определения средней осадки основания, нагруженного равномерно распределенной по ограниченной площади нагрузкой. Эту формулу допускается применять для определения осадки жестких фундаментов.

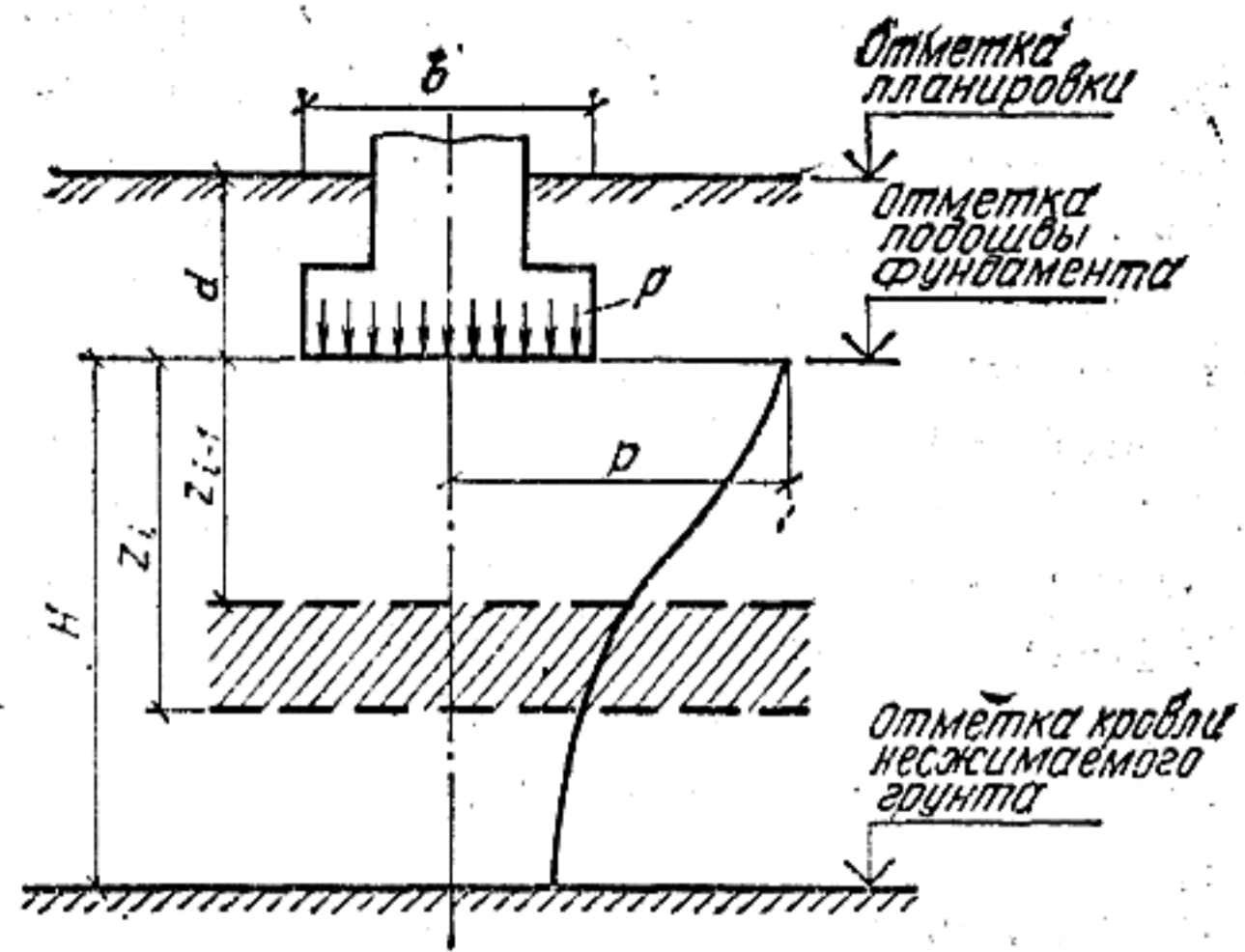


Рис. 5.27. К расчету осадок с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого слоя

ТАБЛИЦА 5.17. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

$k_c$	
Относительная толщина слоя $\zeta' = 2H/b$	$k_c$
$0 < \zeta' \leq 0,5$	1,5
$0,5 < \zeta' \leq 1$	1,4
$1 < \zeta' \leq 2$	1,3
$2 < \zeta' \leq 3$	1,2
$3 < \zeta' \leq 5$	1,1
$\zeta' > 5$	1,0

ТАБЛИЦА 5.18. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

$k_m$		
Ширина фундамента, м	$k_m$ при среднем значении E, МПа	
	<10	>10
$b > 10$	1	1
$10 < b \leq 15$	1	1,35
$b > 15$	1	1,5

Расчетная толщина линейно-деформируемого слоя  $H$  (см. рис. 5.27) принимается до кровли малосжимаемого грунта (см. п. 5.1), а при ширине (диаметре) фундамента  $b \geq 10$  м и среднем значении модуля деформации грунтов основания  $E \geq 10$  МПа вычисляется по формуле

$$H = (H_0 + \psi b) k_p, \quad (5.62)$$

где  $H_0$  и  $\psi$  — принимаются соответственно равными для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами 9 м и 0,15, а сложенных песчаными грунтами 6 м и 0,1;  $k_p$  — фундамент, принимаемый:  $k_p = 0,8$  при среднем давлении под подошвой фундамента  $p = 100$  кПа;  $k_p = 1,2$  при  $p = 500$  кПа; при промежуточных значениях — по интерполяции.

Если основание сложено и пылевато-глинистыми, и песчаными грунтами, значение  $H$  определяется по формуле

$$H = H_s + k_p h_{cl} / 3, \quad (5.63)$$

где  $H_s$  — толщина слоя, вычисленная по формуле (5.62) в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами;  $h_{cl}$  — суммарная толщина

ТАБЛИЦА 5.19. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $k$ 

$\zeta = 2z/b$	$k$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						ленточных ( $\eta > 10$ )
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,834	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,710	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Примечание. При промежуточных значениях  $\zeta$  и  $\eta$  коэффициент  $k$  определяется по интерполяции.

слоев пылеватоглинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины  $H_{cl}$ , равной значению  $H$ , вычисленному по формуле (5.62) в предположении, что основание сложено только пылеватоглинистыми грунтами.

Значение  $H$ , найденное по формулам (5.62) и (5.63), должно быть увеличено на толщину слоя грунта с модулем деформации  $E < 10$  МПа, если этот слой расположен ниже  $H$  и толщина его не превышает  $0,2H$ . При большей толщине слоя такого грунта, а также если лежащие выше слои имеют модуль деформации  $E < 10$  МПа, расчет деформаций основания выполняется по расчетной схеме линейно-деформируемого полупространства.

**Пример 5.13.** Определить среднюю осадку фундаментной плиты размером  $20 \times 100$  м при среднем давлении по подошве  $p = 0,3$  МПа, если плита опирается на слой песка толщиной 5 м с модулем деформации  $E = 30$  МПа, который подстилается моренным суглинком, имеющим  $E = 40$  МПа.

**Решение.** Расчетную толщину слоя определяем по формуле (5.62) для двух случаев: основание сложено только песчаными и только пылеватоглинистыми грунтами (при  $p = 0,3$  МПа коэффициент  $k_p = 1$ ):

$$H_s = 6 + 0,1 \cdot 20 = 8 \text{ м};$$

$$H_{cl} = 9 + 0,15 \cdot 20 = 12 \text{ м};$$

$$h_{cl} = 12 - 5 = 7 \text{ м}.$$

Тогда по формуле (5.63)

$$H = 8 + 7/3 = 10,3 \text{ м} \approx 10 \text{ м}.$$

При  $\zeta' = 2 \cdot 10/20 = 1$  по табл. 5.17  $k_c = 1,4$ ; при  $E > 10$  МПа и  $b > 15$  м по табл. 5.18 коэффициент  $k_m = 1,5$ .

Определяем коэффициенты  $k_i$  по табл. 5.19, учитывая, что  $\eta = 100/20 = 5$ :

$$\text{при } \zeta_1 = 2 \cdot 5/20 = 0,5 \dots k_1 = 0,125$$

$$\text{при } \zeta_2 = 2 \cdot 10/20 = 1,0 \dots k_2 = 0,250$$

Тогда по формуле (5.61)

$$s = \frac{0,3 \cdot 20 \cdot 1,4}{1,5} \left( \frac{0,125 - 0}{30} + \frac{0,25 - 0,125}{40} \right) = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см}.$$

Осадки центра, середин сторон и угловых точек прямоугольной площади размером  $b \times l$  при действии на нее равномерного давления  $p$  определяются по формуле [2]:

$$s = \frac{pb}{k_m E} k', \quad (5.64)$$

где  $E$  — модуль деформации грунта основания, принимаемый средним в пределах сжимаемой толщи;  $k' = k_0$  — коэффициент, принимаемый по табл. 5.20 для центра прямоугольника;  $k' = k_1$  — то же, для середины большей стороны;  $k' = k_2$  — то же, для середины меньшей стороны;  $k' = k_3$  — то же, для угловой точки.

Осадки поверхности основания при действии на него равномерного давления  $p$  по круглой площадке радиусом  $r$  на расстоянии  $R$  от центра этой площадки также можно определить по формуле (5.64), в которой коэффициент  $k' = k_r$  принимается по табл. 5.21 [2]. Указанным способом допускается определять осадки поверхности основания за пределами жесткого круглого фундамента.

Влияние на осадку рассчитываемого фундамента других фундаментов, нагрузок на полы и т. п. может быть оценено по формуле (5.64) с использованием схемы фиктивных фундаментов аналогично определению напряжений в основании методом угловых точек либо с помощью ЭВМ по стандартной программе. Дополнительную осадку рассчитываемого фундамента от влияния других фундаментов допускается принимать равной дополнительной осадке его центра.

ТАБЛИЦА 5.20. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $k_0, k_1, k_2, k_3$

$\eta$	$\zeta' = 2H/b$	$k_0$	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$\eta$	$\zeta' = 2H/b$	$k_0$	$k_1$	$k_2$	$k_3$
1	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024	3	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024
	0,5	0,236	0,109	0,109	0,056		0,5	0,227	0,109	0,107	0,056
	1	0,464	0,236	0,236	0,115		1	0,464	0,227	0,225	0,115
	2	0,701	0,436	0,436	0,231		2	0,801	0,464	0,400	0,231
	3	0,801	0,482	0,482	0,305		3	1,019	0,655	0,510	0,325
	5	0,892	0,564	0,564	0,380		5	1,238	0,855	0,656	0,460
	7	0,928	0,601	0,601	0,416		7	1,338	0,955	0,742	0,545
10	0,955	0,628	0,628	0,444	10	1,420	1,037	0,815	0,617		
1.5	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024	5	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024
	0,5	0,227	0,109	0,108	0,056		0,5	0,227	0,109	0,107	0,056
	1	0,464	0,236	0,231	0,115		1	0,464	0,227	0,225	0,115
	2	0,773	0,446	0,404	0,231		2	0,801	0,464	0,400	0,231
	3	0,910	0,564	0,508	0,323		3	1,028	0,655	0,511	0,326
	5	1,037	0,682	0,617	0,426		5	1,310	0,919	0,656	0,462
	7	1,092	0,737	0,669	0,478		7	1,456	1,065	0,752	0,555
10	1,137	0,783	0,712	0,518	10	1,592	1,192	0,852	0,652		
2	0,2	0,091	0,045	0,044	0,024	10	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024
	0,5	0,227	0,109	0,107	0,056		0,5	0,227	0,109	0,107	0,056
	1	0,464	0,227	0,225	0,115		1	0,464	0,227	0,225	0,115
	2	0,792	0,464	0,403	0,231		2	0,801	0,464	0,400	0,231
	3	0,974	0,610	0,514	0,324		3	1,028	0,655	0,511	0,326
	5	1,128	0,755	0,641	0,448		5	1,319	0,928	0,658	0,463
	7	1,201	0,837	0,708	0,512		7	1,492	1,110	0,756	0,558
10	1,265	0,883	0,762	0,565	10	1,702	1,310	0,858	0,659		

ТАБЛИЦА 5.21. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА  $k_r$

$\zeta' = \frac{H}{r}$	$k_r$ при $\rho = R/r$											
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2	2,5	3	4	5
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,12	0,12	0,12	0,12	0,05	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,24	0,24	0,23	0,22	0,11	0,01	0	0	0	0	0	0
0,75	0,35	0,35	0,34	0,29	0,16	0,03	0,01	0	0	0	0	0
1	0,45	0,44	0,42	0,35	0,21	0,07	0,02	0	0	0	0	0
1,5	0,58	0,57	0,53	0,45	0,28	0,13	0,07	0,02	0	0	0	0
2	0,65	0,64	0,60	0,52	0,34	0,17	0,10	0,04	0,01	0	0	0
3	0,74	0,73	0,68	0,59	0,41	0,23	0,16	0,08	0,04	0,02	0	0
5	0,81	0,79	0,74	0,66	0,47	0,30	0,22	0,13	0,09	0,06	0,02	0,01
7	0,84	0,82	0,77	0,69	0,50	0,33	0,24	0,15	0,11	0,08	0,04	0,02
10	0,85	0,83	0,79	0,71	0,52	0,35	0,27	0,18	0,13	0,10	0,06	0,04
$\infty$	0,91	0,89	0,84	0,76	0,58	0,40	0,32	0,23	0,18	0,15	0,11	0,09

ТАБЛИЦА 5.22. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $\omega$

Форма загруженной площади	$\eta$	$\omega$ для определения			
		осадки равномерно загруженной площади			осадки абсолютного жесткого фундамента $\omega_{const}$
		в угловой точке $\omega_c$	в центре $\omega_0$	средней $\omega_m$	
Прямоугольная	1		1,12	0,95	0,88
	1,5		1,36	1,15	1,08
	2		1,53	1,30	1,22
	3		1,78	1,53	1,44
	4		1,96	1,70	1,61
	5		2,10	1,83	1,72
	6	0,5 $\omega_0$	2,23	1,96	1,83
	7		2,33	2,04	1,92
	8		2,42	2,12	2,00
	9		2,49	2,19	2,06
10		2,53	2,25	2,12	
Круглая	—	0,64	1,00	0,85	0,79

Определение осадки путем непосредственного применения теории линейно-деформируемой среды. Для предварительной оценки осадок фундаментов допускается пользоваться формулой

$$s = pb\omega(1 - \nu^2)/E, \quad (5.65)$$

где  $\omega$  — коэффициент, принимаемый по табл. 5.22;  $\nu$  — коэффициент Пуассона.

Во всех случаях формула (5.65) приводит к преувеличению расчетных осадок (по сравнению с методами, рекомендуемыми нормами). Достаточно удовлетворительные результаты эта формула дает при ширине фундамента  $b \leq 2$  м и соотношении сторон  $\eta = l/b < 10$ .

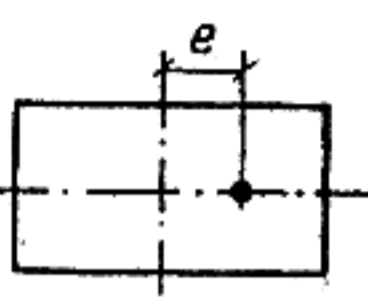
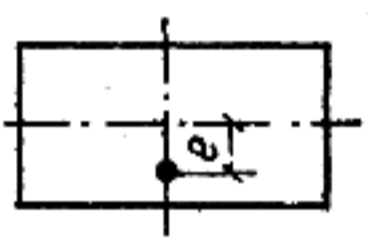
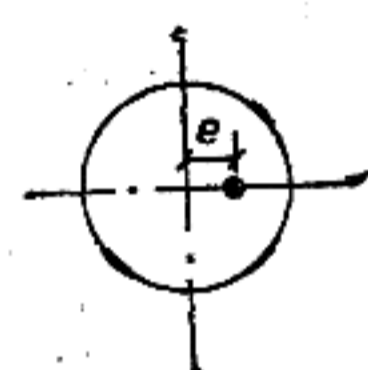
**Б. КРЕН ФУНДАМЕНТОВ**

При действии внецентренной нагрузки крен фундамента определяется по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{Ek_m} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3}, \quad (5.66)$$

где  $E$  и  $\nu$  — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания (при неоднородном основа-

ТАБЛИЦА 5.23. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $k_e$ 

Форма фундамента и направление действия момента	$\eta$	$k_e$ при $\xi' = 2H/b$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	$\infty$
Прямоугольная с моментом вдоль большей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
То же, вдоль меньшей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
Круглая 	—	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75

Примечание. При использовании расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства коэффициент  $k_e$  принимается по графе, соответствующей  $\xi' = \infty$

ни значения  $E$  и  $\nu$  принимаются средними в пределах сжимаемой толщи);  $k_e$  — коэффициент, принимаемый по табл. 5.23;  $N$  — вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент на уровне его подошвы;  $e$  — эксцентриситет;  $a$  — диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент, для фундаментов с подошвой в форме правильного прямоугольника  $a = \sqrt{A/\pi}$  (здесь  $A$  — площадь многоугольника);  $k_{in}$  — коэффициент, учитываемый при расчете крена фундаментов по схеме линейно-деформируемого слоя при  $a > 10$  м и  $E > 10$  МПа и принимаемый по табл. 5.19.

Коэффициент Пуассона  $\nu$  принимается по табл. 1.15.

Средние (в пределах сжимаемой толщи  $H_c$  или толщины слоя  $H$ ) значения модуля деформации и коэффициента Пуассона грунтов основания  $\bar{E}$  и  $\bar{\nu}$  определяются по формулам:

$$\bar{E} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \left| \sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i} \right|}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}}; \quad (5.67)$$

$$\bar{\nu} = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n \nu_i h_i, \quad (5.68)$$

где  $A_i$  — площадь эпюры вертикальных напряжений по оси фундамента от единичного давления под подошвой в пределах  $i$ -го слоя грунта; для схемы полупространства допускается принимать  $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$  [(см. формулу (5.60)], для схемы слоя  $A_i = k_i^{-1} h_i$  [(см. формулу (5.61)];  $E_i, \nu_i, h_i$  — модуль деформации, коэффициент Пуассона и толщина  $i$ -го слоя грунта;  $n$  — число слоев, отличающихся значениями  $E$  и  $\nu$ .

Крен фундаментов, вызванный влиянием соседних фундаментов и других нагрузок (например, нагрузок на полы), а также неоднородностью грунтов основания, определяется по формуле

$$i_n = (s_1 - s_2)/L, \quad (5.69)$$

где  $s_1$  и  $s_2$  — осадки середин противоположных сторон фундамента;  $L$  — расстояние между рассматриваемыми точками.

При определении крена сооружений с высоко расположенным центром тяжести необходимо учитывать увеличение эксцентриситета вертикальной составляющей нагрузки из-за наклона этих сооружений. Для высоких сооружений конечной жесткости, кроме того, рекомендуется учитывать увеличение указанного эксцентриситета за счет податливости надфундаментной конструкции.

Крен высоких жестких сооружений на неоднородном основании определяется по формуле

$$i_h = (i \pm i_n)/(1 - i' Nh^*), \quad (5.70)$$

где  $i$  — крен низкого сооружения (т. е. такого, равнодействующую всех нагрузок на которое можно считать приложенной на уровне его подошвы), определяемый по формуле (5.66);  $i' = i/M$  — то же, от единичного момента;  $N$  — вертикальная составляющая всех нагрузок на основание;  $h^*$  — высота от подошвы фундамента до точки приложения равнодействующей.

Пример 5.14. Требуется рассчитать осадку и крен фундаментной плиты силосного корпуса, состоящего из четырех сблокированных железобетонных банок. Инженерно-геологический разрез участка и план фундаментной плиты показаны на рис. 5.28, физико-ме-

ТАБЛИЦА 5.24. К ПРИМЕРУ 5.14

Номер слоя	Грунт	Толщина слоя, м	$\gamma_{II}$ , кН/м <sup>3</sup>	$e$	$S_r$	$I_L$	$c_{II}$ , кПа	$\varphi_{II}$ , °	$E$ , МПа	$\nu$
1	Песок мелкий	3,5—4,5	18,7	0,70	0,75	—	2	30	22	0,3
2	Суглинок мягкопластичный	1,0—3,5	19,6	0,70	0,89	0,60	21	18	15	0,35
3	Суглинок моренный	8,5—10	20,7	0,55	0,90	0,40	30	22	40	0,35
4	Песок пылеватый	>2	19,9	0,56	0,80	—	6	34	28	0,3

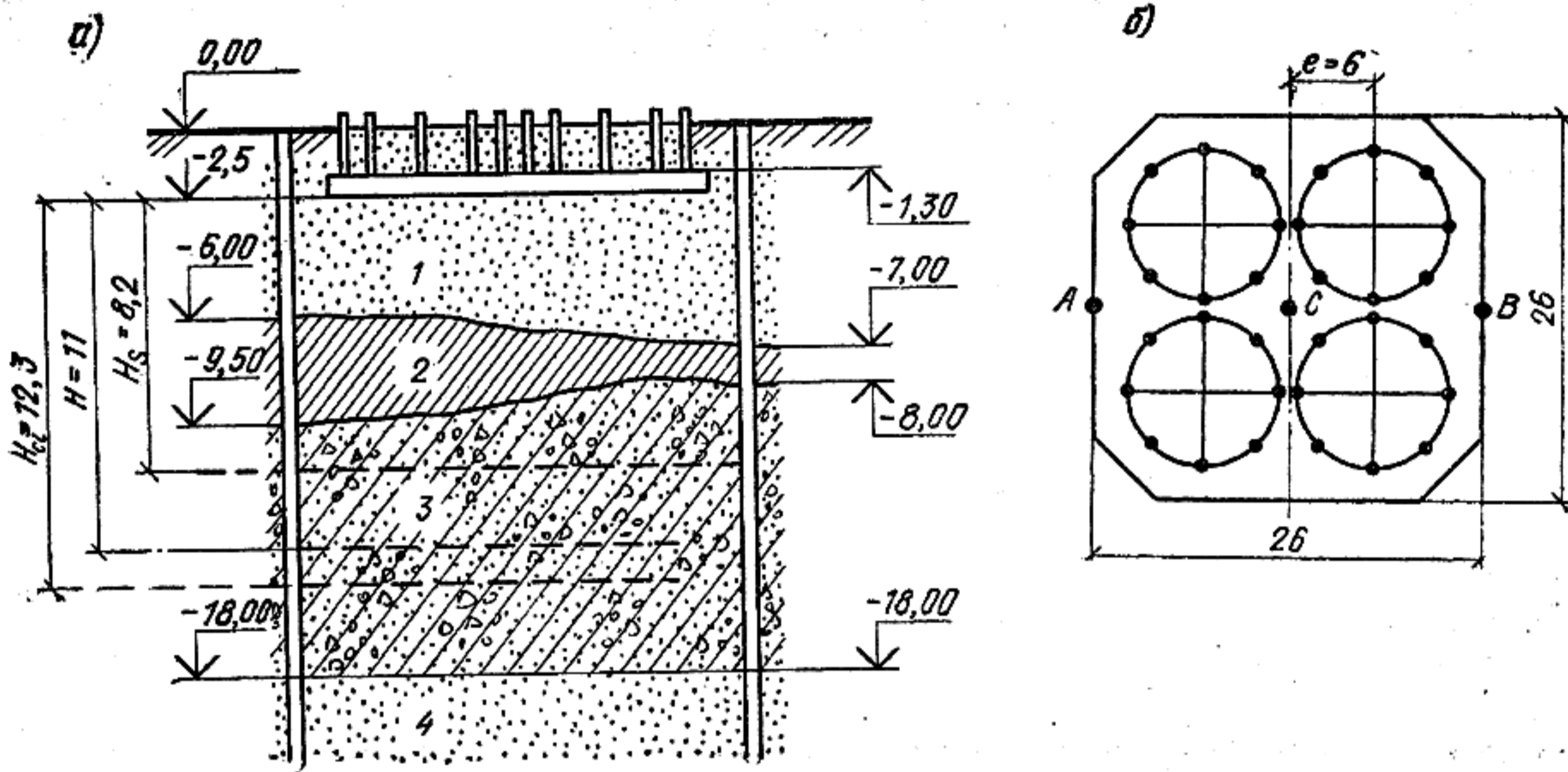


Рис. 5.28. Геологический разрез участка а и план фундаментной плиты б  
1 — песок мелкий; 2 — суглинок мягкопластичный; 3 — суглинок моренный; 4 — песок пылеватый

механические характеристики грунтов, полученные в результате изысканий, приведены в табл. 5.24.

Расчетные нагрузки на основание (для расчета его по деформациям): постоянная от собственного веса всего сооружения, включая фундаментную плиту,  $G=44,2$  МН, временная от загрузки одной силосной банки  $N_{v1}=27$  МН, момент от ветровой нагрузки  $M_w=46$  МН·м. Толщина фундаментной плиты 1,2 м, глубина ее заложения  $d_1=d=2,5$  м, размеры в плане  $26 \times 26$  м, толщина слоя грунта обратной засыпки (сверху плиты)  $d_{bf}=1,3$  м.

**Решение.** Находим среднее давление на основание при полной загрузке силоса с учетом веса грунта обратной засыпки

$$p = (G + 4N_{v1})/A + \gamma_{II} d_{bf} = (44\,200 + 4 \cdot 27\,000)/26^2 + 18,7 \cdot 1,3 = 225 + 24 = 249 \text{ кПа} \approx 250 \text{ кПа}.$$

Для определения расчетного сопротивления грунта основания предварительно вычисляем толщину зоны, в пределах которой необходимо производить осреднение прочностных характеристик (см. п. 5.5.2):

$$z_m = t + 0,1b = 4 + 0,1 \cdot 26 = 6,6 \text{ м},$$

что несколько больше средней суммарной толщины слоев 1 и 2 (6,25 м), но меньше суммарной толщины этих слоев под западным краем плиты (7 м). Поэтому для осреднения характеристик принимаем толщину слоя 1  $h_1=4$  м и толщину слоя 2  $h_2=2,6$  м.

Находим:

$$\bar{\varphi}_{II} = \frac{(30 \cdot 4 + 18 \cdot 2,6)}{6,6} \approx 25^\circ;$$

$$\bar{c}_{II} = \frac{(2 \cdot 4 + 21 \cdot 2,6)}{6,6} \approx 9 \text{ кПа};$$

$$\bar{\gamma}_{II} = \frac{(18,7 \cdot 4 + 19,6 \cdot 2,6)}{6,6} \approx 19 \text{ кН/м}^3.$$

При  $\bar{\varphi}_{II}=25^\circ$  имеем:  $M_\gamma=0,78$ ,  $M_q=4,11$ ,  $M_c=6,67$ ; для слоя 1  $\gamma_{c1}=\gamma_{c2}=1,3$ , для слоя 2  $\gamma_{c1}=1,1$  и  $\gamma_{c2}=1,0$ . Осредняем эти коэффициенты аналогично тому, как это сделано в отношении  $\varphi$  и  $c$ :

$$\bar{\gamma}_{c1} = \frac{(1,3 \cdot 4 + 1,1 \cdot 2,6)}{6,6} = 1,22;$$

$$\bar{\gamma}_{c2} = \frac{(1,3 \cdot 4 + 1,0 \cdot 2,6)}{6,6} = 1,18.$$

Вычисляем коэффициент  $k_2$ :

$$k_2 = 8/26 + 0,2 = 0,51.$$

Поскольку подвал в данном сооружении отсутствует ( $d_b=0$ ), формула (5.29) для определения расчетного сопротивления грунта основания принимает вид

$$R = \frac{\bar{\gamma}_{c1} \bar{\gamma}_{c2}}{k} (M_\gamma k_2 \bar{\gamma}_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + M_c \bar{c}_{II}).$$

Вычисление по этой формуле дает:

$$R = \frac{1,22 \cdot 1,18}{1} (0,78 \cdot 0,51 \cdot 26 \cdot 19 + 4,11 \cdot 2,5 \cdot 18,7 + 6,67 \cdot 9) = 1,44 (196 + 192 + 60) = 1,44 \cdot 448 \approx 645 \text{ кПа},$$

т. е.  $R$  намного больше  $p=250$  кПа.

Давление под краем фундаментной плиты при загрузении двух силосных банок

$$p_e = \gamma_{II} d_{bf} + (G + 2N_{v1})/A + 2N_{v1} e/W + M_w/W = 18,7 \cdot 1,3 + \frac{(44\,200 + 2 \cdot 27\,000)}{26^2} +$$

$$+ \frac{2 \cdot 27\,000 \cdot 6,6}{26^3} + \frac{46\,000 \cdot 6}{26^3} = 24 + 145 + 111 + 16 \approx$$

$$\approx 300 \text{ кПа} < 1,2R; \quad 300 \text{ кПа} < 774 \text{ кПа}.$$

Проверяем давление на кровлю слоя 2, располо-

женного на глубине  $z=4$  м от подошвы фундамента. При  $\eta=1$  и  $\zeta=2.4/26=0,31$  находим:  $\alpha=0,97$ . Вертикальные напряжения в грунте на глубине  $z=4$  м составляют:

от внешней нагрузки

$$\sigma_{zp} = \alpha p = 0,97 \cdot 250 = 242 \text{ кПа};$$

от собственного веса грунта

$$\sigma_{zg} = \gamma_{II} (d_1 + z) = 18,7 (2,5 + 4) = 122 \text{ кПа}.$$

Суммарное вертикальное напряжение будет:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 242 + 122 = 364 \text{ кПа}.$$

По формуле (5.38) определяем ширину условного фундамента  $b_z$  на кровле слоя 2:

$$b_z = \sqrt{pb^2/\sigma_{zp}} = \sqrt{250 \cdot 26^2/242} = 26,4 \text{ м}.$$

При  $\varphi_{II}=18^\circ$  имеем:  $M_\gamma=0,43$ ;  $M_q=2,73$ ;  $M_c=5,31$ ;  $\gamma_{c1}=1,1$  и  $\gamma_{c2}=1,0$ .

Тогда

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,43 \cdot 0,51 \cdot 26,4 \cdot 19,6 + 2,73 \cdot 6,5 \cdot 18,7 + 5,31 \times \\ \times 21) = 1,1 (113 + 332 + 112) = 1,1 \cdot 557 = 613 \text{ кПа} > \\ > 364 \text{ кПа}.$$

Поскольку ширина фундаментной плиты  $b > 10$  м и основание сложено грунтами с модулем деформации  $E > 10$  МПа, для расчета деформаций основания используем расчетную схему линейно-деформируемого слоя.

Определим толщину линейно-деформируемого слоя  $H$ . При давлении  $p=250$  кПа коэффициент  $k_p=0,95$ . Учитывая, что основание неоднородно, получим:

$$H_s = (6 + 0,1 \cdot 26) 0,95 = 8,2 \text{ м};$$

$$H_{cl} = 1,5H_s = 12,3 \text{ м}.$$

Суммарная толщина слоев пылевато-глинистых грунтов в пределах толщи, равной  $H_{cl}$ , составляет  $H_{cl}=12,3-4=8,3$  м. Тогда

$$H = 8,2 + 8,3/3 = 8,2 + 2,8 = 11 \text{ м}.$$

Для определения средней осадки плиты предварительно находим коэффициенты  $k_c$ ,  $k_m$  и  $k_i$ .

При  $\zeta'=2.11/26=0,85$  коэффициент  $k_c=1,4$ ; при  $b=26$  м и  $E > 10$  МПа коэффициент  $k_m=1,5$ .

Коэффициенты  $k_i$  определяем при  $\eta=l/b=1$  выполняя интерполяцию в зависимости от значений  $\zeta_i=2z_i/b$ . Результаты сводим в табл. 5.25, в которой значения  $z_i$  и соответствующие им значения  $\zeta_i$  и  $k_i$  относятся к вертикалям, проходящим через центр (точка С) и середины западной и восточной сторон (точки А и В) плиты (см. рис. 5.28, б).

Средняя осадка плиты по формуле (5.61) при давлении  $p=250$  кПа=0,25 МПа:

ТАБЛИЦА 5.25. К ПРИМЕРУ 5.14

Номер слоя	Точка	$z_i$ , м	$\zeta_i$	$k_i$
1	А	3,5	0,27	0,068
	В	4,5	0,35	0,088
	С	4,0	0,31	0,078
2	А	7,0	0,54	0,135
	В	5,5	0,42	0,105
	С	6,25	0,48	0,120
3	А	11	0,85	0,213
	В	11	0,85	0,213
	С	11	0,85	0,213

$$s = \frac{0,25 \cdot 26 \cdot 1,4}{1,5} \left( \frac{0,078}{22} + \frac{0,120 - 0,078}{15} + \frac{0,213 - 0,120}{40} \right) = 6,07 \cdot 0,00867 = 0,053 \text{ м} = 5,3 \text{ см},$$

что существенно меньше предельного значения средней осадки, равной  $s_u=40$  см.

Для определения крена плиты необходимо рассматривать силосный корпус в целом как сооружение с высоко расположенным центром тяжести и учитывать увеличение эксцентриситета вертикальной нагрузки из-за наклона сооружения.

Предварительно вычисляем средние (в пределах слоя толщиной  $H=11$  м) значения модуля деформации и коэффициента Пуассона грунта основания.

Принимая во внимание, что  $\sum_{i=1}^3 (k_i - k_{i-1}) = k_3 - 0,213$ , а значение  $\sum_{i=1}^3 [(k_i - k_{i-1})/E_i]$  уже вычислено при определении средней осадки (эта сумма равна  $0,00867$  МПа<sup>-1</sup>), по формулам (5.67) и (5.68) получаем:

$$\bar{E} = \frac{0,213}{0,00867} = 24,6 \text{ МПа};$$

$$\bar{\nu} = \frac{1}{11} (0,3 \cdot 4 + 0,35 \cdot 7) = 0,33.$$

Вычисляем крен фундамента (без учета увеличения эксцентриситета при наклоне сооружения) от внецентренной вертикальной нагрузки (заполнения двух силосных банок) и ветровой нагрузки. По табл. 5.23 при  $\zeta'=0,85$  и  $\eta=1$  находим  $k_e=0,37$ . Тогда по формуле (5.66)

$$i = \frac{1 - 0,33^2}{24,6} 0,37 \frac{2 \cdot 27 \cdot 6 + 46}{13^3} = 6,1 \cdot 10^{-6} \cdot 370 = 0,0023$$

(здесь попутно вычислено значение  $i_1=6,1 \cdot 10^{-6}$ , которое потребуется в дальнейших расчетах).

Крен фундамента, вызванный неоднородностью основания, определяем как отношение разности осадок противоположных сторон фундамента к его ширине.

Вычисляем средние значения модулей деформации грунта для вертикалей, проходящих через точки А и В фундаментной плиты, пользуясь полученными ранее значениями  $k_i$  (см. табл. 5.25):

$$\bar{E}_A = \frac{0,213}{\frac{0,068}{22} + \frac{0,135 - 0,068}{15} + \frac{0,213 - 0,135}{40}} = 22,4 \text{ МПа}$$

$$\bar{E}_B = \frac{0,213}{\frac{0,088}{22} + \frac{0,105 - 0,088}{15} + \frac{0,213 - 0,105}{40}} = 27,2 \text{ МПа}.$$

Поскольку силосный корпус — сооружение жесткое, осадки его краев определяем по формуле

$$s = \frac{pbk_c k_3}{k_m \bar{E}}.$$

Тогда осадки в точках А и В будут:

$$s_A = \frac{0,25 \cdot 26 \cdot 1,4 \cdot 0,213}{1,5 \cdot 22,4} = 0,058 \text{ м} = 5,8 \text{ см};$$

$$s_B = \frac{0,25 \cdot 26 \cdot 1,4 \cdot 0,213}{1,5 \cdot 27,2} = 0,048 \text{ м} = 4,8 \text{ см}.$$

Крен фундамента, вызванный неоднородностью основания, находим из выражения (5.69):

$$i_n = \frac{(0,058 - 0,048)}{26} = 0,0004.$$

Расстояние  $H_R$  от подошвы фундамента до точки приложения равнодействующей вертикальных нагрузок, определенное как отношение статического момента этих нагрузок относительно подошвы фундамента к их сумме, равно 22,4 м.

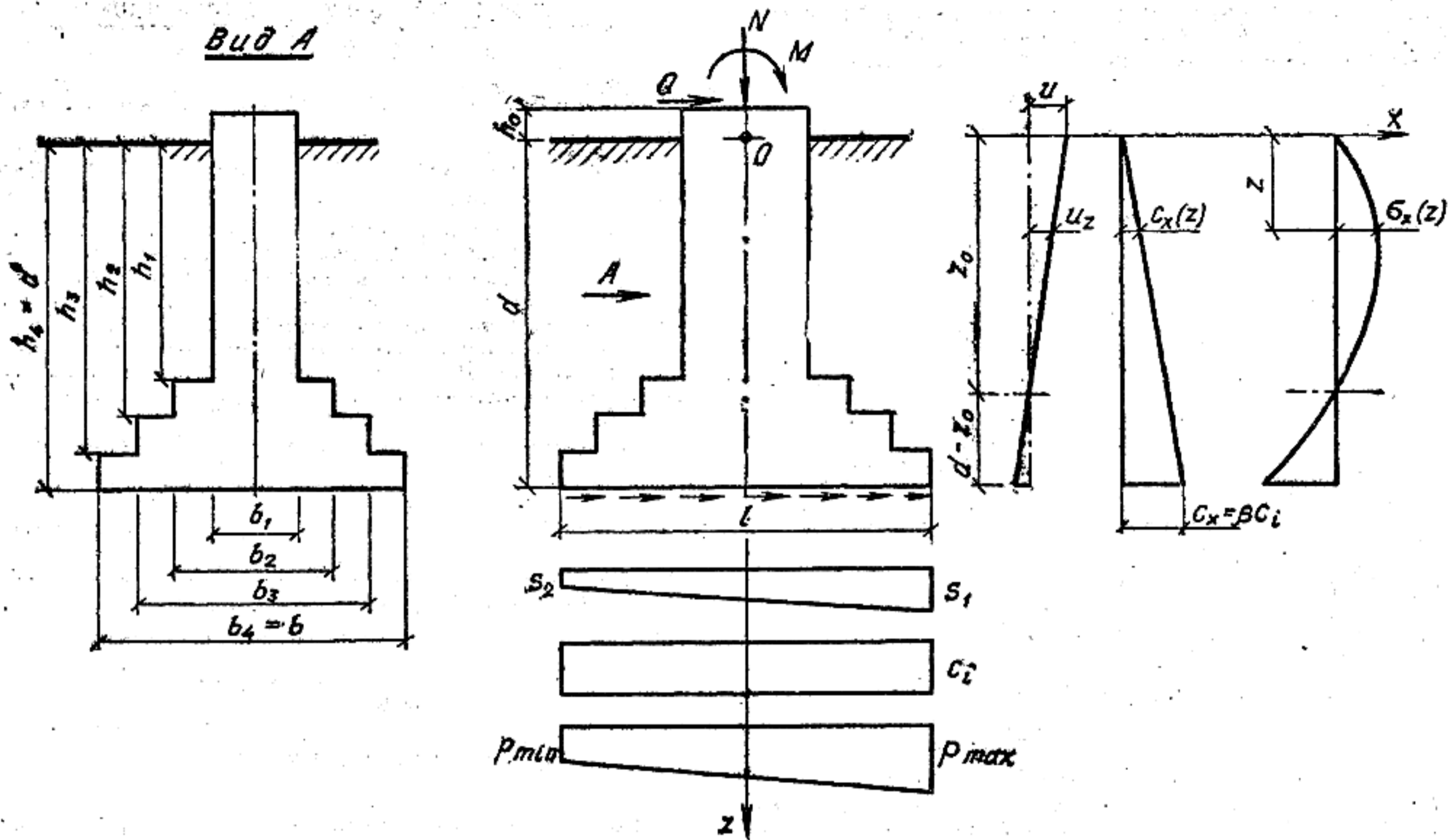


Рис. 5.29. К расчету внецентренно нагруженного фундамента с учетом его упругого защемления в грунте

Суммарная вертикальная нагрузка на основание при заполнении двух силосных банок

$$N = G + 2N_{v1} + \gamma_{II} d_{bf} A = 44,2 + 2 \cdot 27 + 0,0187 \cdot 1,3 \cdot 26^2 = 114,6 \text{ МН.}$$

Крен силосного корпуса с учетом внецентренного его нагружения, неоднородности основания и изменения эксцентриситета нагрузки при наклоне сооружения по формуле (5.70)

$$i_h = \frac{0,0023 + 0,0004}{1 - 6,1 \cdot 10^{-6} \cdot 114,6 \cdot 22,4} = \frac{0,0027}{0,984} = 0,00274,$$

что меньше предельного значения крена для рассматриваемого сооружения.

Крен фундамента, упруго защемленного в грунте (имеющего относительное заглубление  $\lambda = d/l > 1$ ), рекомендуется определять с использованием расчетной схемы основания (рис. 5.29), характеризуемой коэффициентами неравномерного сжатия в вертикальном направлении под подошвой фундамента  $c_i$ , неравномерного сжатия в горизонтальном направлении  $c_x$  и сдвига в плоскости подошвы  $c_\tau$ .

Коэффициент  $c_i$ , МПа/м<sup>3</sup>, определяется по формуле

$$c_i = M / (k_\lambda i l), \quad (5.71)$$

где  $M$  — момент, действующий на верхний обрез фундамента, МН·м;  $i$  — крен фундамента без учета его заглубления, определяемый по формуле (5.66);  $l$  — момент инерции подошвы фундамента, м<sup>4</sup>;  $k_\lambda$  — коэффициент, принимаемый равным  $k_\lambda = 1 - 0,1\lambda$  при  $\lambda \leq 2$  и  $k_\lambda = 0,8$  при  $\lambda > 2$  (здесь  $\lambda = d/l$  — относительное заглубление фундамента); для фундаментов промзданий, оборудованных мостовыми и (или) подвесными кранами, принимается  $k_\lambda = 1$ , а при расчете

крена фундаментов опор открытых краевых эстакад: для песков и супесей  $k_\lambda = 1,5$ , суглинков  $k_\lambda = 1,2$ , глин  $k_\lambda = 1,1$ .

Значение  $c_\tau$  допускается принимать равным  $c_\tau = 0,35c_i$ .

Коэффициент  $c_x$  принимается линейно возрастающим с глубиной:  $c_x = 0$  при  $z = 0$  и  $c_x = \beta c_i$  при  $z = d$  (см. рис. 5.29), т. е.

$$c_x(z) = \beta c_i z/d, \quad (5.72)$$

где  $\beta$  — коэффициент, зависящий от степени уплотнения грунта обратной засыпки, т. е. отношения  $\rho'_d/\rho_d$  (плотности в сухом состоянии грунта обратной засыпки к соответствующей характеристике грунта природного сложения):

$\rho'_d/\rho_d$ . . . . .	1,00	0,98	0,96	0,94	0,92	0,90
$\beta$ . . . . .	1,00	0,88	0,76	0,64	0,50	0,40

Крен фундамента  $i_d$  с учетом его защемления в грунте определяется по формуле

$$i_d = \frac{M_1(A_0 + c_\tau A) + Q(S_0 + c_\tau dA)}{(A_0 + c_\tau A)(I_0 + c_i I + c_\tau d^2 A) - (S_0 + c_\tau dA)^2}, \quad (5.73)$$

а глубина, на которой расположен центр его поворота, — по уравнению

$$z_0 = \frac{M_1(S_0 + c_\tau dA) + Q(I_0 + c_i I + c_\tau d^2 A)}{M_1(A_0 + c_\tau A) + Q(S_0 + c_\tau dA)},$$

где  $M_1 = M + Qh_0$  — см. рис. 5.29;  $d$ ,  $A$ ,  $I$  — глубина заложения, площадь и момент инерции подошвы фундамента;



$$\left. \begin{aligned} A_0 &= \frac{\beta c_i}{2d} \sum_{j=1}^n b_j (h_j^2 - h_{j-1}^2); \\ S_0 &= \frac{\beta c_i}{3d} \sum_{j=1}^n b_j (h_j^3 - h_{j-1}^3); \\ I_0 &= \frac{\beta c_i}{4d} \sum_{j=1}^n b_j (h_j^4 - h_{j-1}^4); \end{aligned} \right\} (5.74)$$

здесь  $b_j$  и  $h_j$  — см. на рис. 5.29.

Краевые давления под подошвой заглубленного фундамента определяются по форму-

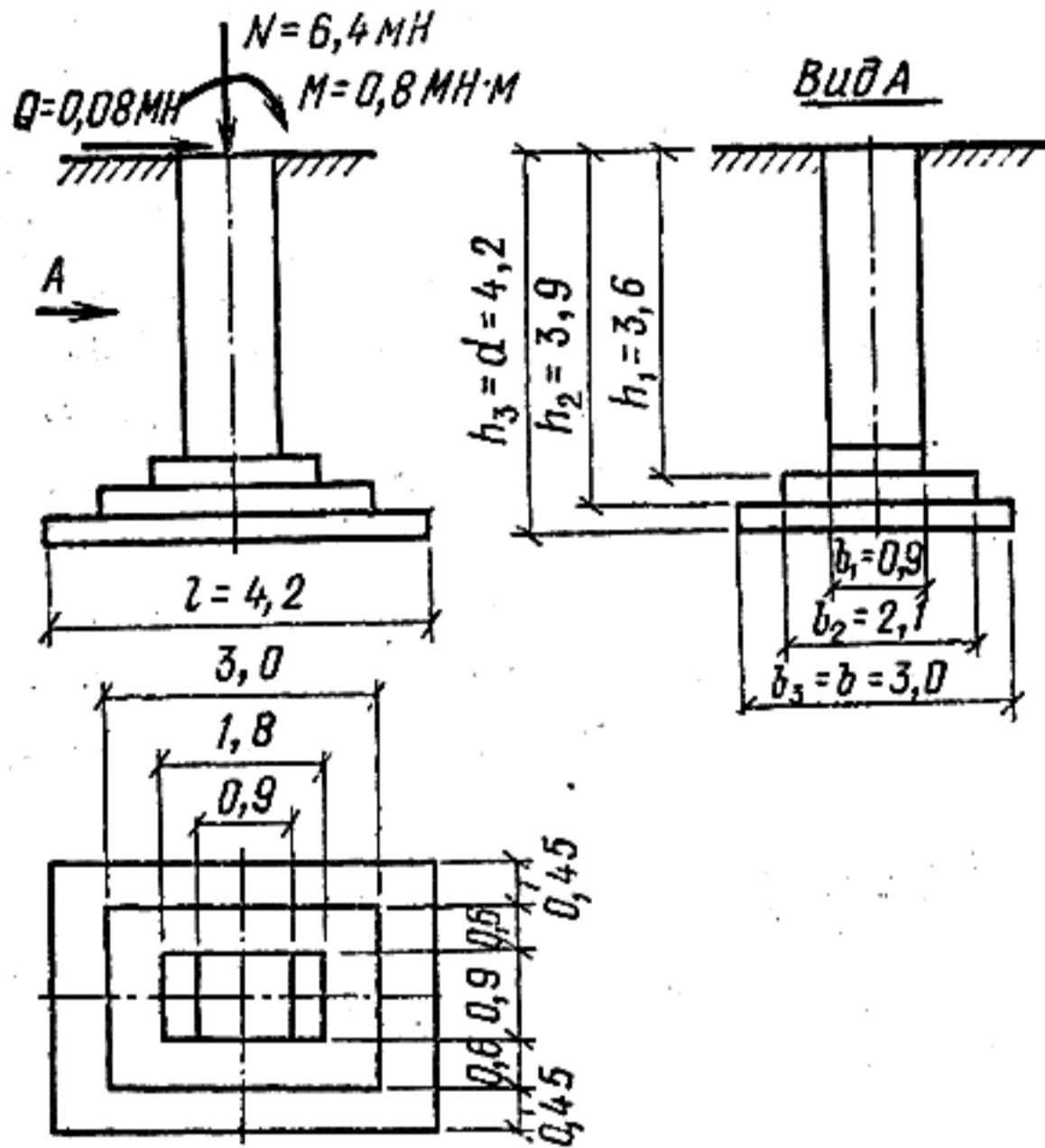


Рис. 5.30. К примеру расчета крена

ле (5.58), в которую следует подставлять значение  $i_d$ , вычисленное по формуле (5.73).

Реактивное сопротивление грунта  $\sigma_x(z)$  по передней и задней граням фундамента определяется по формуле

$$\sigma_x(z) = -\beta c_i (z_0 - z) i_d z / d.$$

Напряжения  $\sigma_x(z)$  не должны превышать предельных значений  $\sigma_{xu}(z)$ , вычисляемых по зависимости

$$\sigma_{xu}(z) = \frac{4\gamma_c}{\gamma_n \cos \varphi'_1} (\gamma'_1 z \operatorname{tg} \varphi'_1 + c'_1), \quad (5.75)$$

где  $\gamma_c$  — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,2;  $\gamma_n$  — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,0;  $\varphi'_1$ ,  $c'_1$  и  $\gamma'_1$  — расчетные значения угла внутреннего трения, сцепления и удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента.

Горизонтальное перемещение верха фундамента определяется по формуле

$$u = (z_0 + d_0) i_d. \quad (5.76)$$

В проектах фундаментов, перемещения которых определены с учетом их упругого защем-

ления в грунте, должны содержаться требования об устройстве обратных засыпок в соответствии с требованиями норм. Степень уплотнения грунта обратной засыпки  $\rho'_d/\rho_d$  следует назначать не менее 0,9.

**Пример 5.15.** Определить крен фундамента, размеры которого и нагрузки приведены на рис. 5.30. Грунт основания — супесь со следующими характеристиками:  $\varphi_{II} = 28^\circ$ ,  $c_{II} = 8$  кПа,  $\gamma = 18,4$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_d = 16,5$  кН/м<sup>3</sup>,  $E = 21$  МПа. Фундамент возводится в открытом котловане, засыпка пазух которого предусматривается тем же грунтом с уплотнением до удельного веса в сухом состоянии  $\gamma_d = 16$  кН/м<sup>3</sup>, т. е.

степень его плотности  $\rho'_d/\rho_d = \gamma'_d/\gamma_d = 16/16,5 = 0,97$  и соответственно  $\beta = 0,81$ . Площадь подошвы фундамента  $A = 3 \cdot 4,2 = 12,6$  м<sup>2</sup>. Момент инерции

$$I = 3 \cdot 4,2^3 / 12 = 18,52 \text{ м}^4.$$

**Решение.** Для коэффициента  $c_i$  находим крен фундамента по формуле (5.66) (по табл. 1.15  $\nu = 0,3$ , по табл. 5.23 при  $\eta = 4,2/3 = 1,4$   $k_e = 0,64$ ):

$$i = \frac{1 - 0,3^2}{21} 0,64 \frac{0,8}{2,1^3} = 0,0024.$$

Относительное заглубление фундамента  $\lambda = d/l = 1$ . Тогда по выражению (5.71) при  $k_\lambda = 1 - 0,1 \cdot 1 = 0,9$

$$c_i = \frac{0,8}{0,9 \cdot 0,0024 \cdot 18,52} = 20 \text{ МПа/м}^3.$$

Откуда  $c_\tau = 0,35 c_i = 0,35 \cdot 20 = 7$  МПа/м<sup>3</sup>.

Для определения значения  $i_d$  предварительно по формулам (5.74) вычисляем:

$$A_0 = \frac{0,81 \cdot 20}{2 \cdot 4,2} [3(4,2^2 - 3,9^2) + 2,1(3,9^2 - 3,6^2) + 0,9 \cdot 3,6^2] = 45,6 \text{ МН/м};$$

$$S_0 = \frac{0,81 \cdot 20}{3 \cdot 4,2} [3(4,2^3 - 3,9^3) + 2,1(3,9^3 - 3,6^3) + 0,9 \cdot 3,6^3] = 145 \text{ МН};$$

$$I_0 = \frac{0,81 \cdot 20}{4 \cdot 4,2} [3(4,2^4 - 3,9^4) + 2,1(3,9^4 - 3,6^4) + 0,9 \cdot 3,6^4] = 505 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По формуле (5.73)

$$i_d = \frac{0,8(45,6 + 7 \cdot 12,6) + 0,08(145 + 7 \cdot 4,2 \cdot 12,6)}{(45,6 + 7 \cdot 12,6)(505 + 20 \cdot 18,52 + 7 \cdot 4,2^2 \cdot 12,6) - (145 + 7 \cdot 4,2 \cdot 12,6)^2} = 0,0025.$$

При определении крена фундамента без учета его защемления в грунте необходимо было бы учесть момент  $M + Qd = 0,8 + 0,08 \cdot 4,2 = 1,14$  МН·м. Тогда по формуле (5.66) крен фундамента составил бы  $i = 0,0034$ . Таким образом, учет бокового отпора грунта привел к уменьшению крена фундамента и соответственно крайних давлений [см. формулу (5.58)] на 27 %.

### 5.5.5. Предельные деформации основания

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

а) технологических или архитектурных требований к деформациям сооружения (изменение проектных уровней и положений сооруже-

ния в целом, отдельных его элементов и оборудования, включая требования к нормальной работе лифтов, кранового оборудования, подъемных устройств элеваторов и т. п.)  $s_{us}$ ;

б) требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения  $s_{uf}$ .

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по технологическим или архитектурным требованиям  $s_{us}$  должны устанавливаться соответствующими нормами проектирования зданий и сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование с учетом в необходимых случаях рихтовки оборудования в процессе эксплуатации. Проверка соблюдения условий  $s \leq s_{us}$  производится в составе расчетов сооружений во взаимодействии с основанием после соответствующих расчетов конструкций сооружения по прочности, устойчивости и трещиностойкости.

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций  $s_{uf}$  должны устанавливаться расчетом сооружения во взаимодействии с основанием. Такой расчет, как правило, выполняется при разработке типовых проектов сооружений для нескольких вариантов грунтовых условий, отличающихся прочностными и деформационными характеристиками грунтов, а также степенью изменчивости сжимаемости основания в плане сооружения. Проверка соблюдения условия  $s \leq s_{uf}$  в стадии привязки типовых проектов к местным грунтовым условиям является косвенной проверкой прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций сооружений.

При разработке индивидуальных проектов сооружений, конструкции которых рассчитываются во взаимодействии с основанием, значения  $s_{uf}$  не требуется устанавливать. Указанные величины допускаются не устанавливать и для сооружений значительной жесткости и прочности (например, зданий башенного типа, домен), а также для сооружений, в конструкциях которых не возникает усилий от неравномерных осадок основания (например, различного рода шарнирных систем).

Для упрощения расчета оснований по деформациям при привязке типовых проектов к местным грунтовым условиям рекомендуется в процессе разработки типовых проектов сооружений по значениям  $s_{us}$  и  $s_{uf}$  устанавливать следующие критерии допустимости применения этих проектов:

предельные значения степени изменчивости

сжимаемости грунтов  $\alpha_E$ , соответствующие различным значениям среднего модуля деформации грунтов в пределах плана сооружения  $\bar{E}$  или средней осадки основания сооружения  $\bar{s}$ ; предельную неравномерность деформаций основания  $\Delta s^0$ , соответствующую нулевой жесткости сооружения.

В типовых проектах рекомендуется указывать перечень грунтов (с указанием простейших характеристик их свойств, а также характера напластований), при наличии которых в основании сооружений не требуется выполнять расчет оснований по деформациям.

Степень изменчивости основания  $\alpha_E$  определяется отношением наибольшего значения приведенного по глубине модуля деформации грунтов основания в пределах плана сооружения к наименьшему значению. Среднее значение модуля деформации грунтов основания  $\bar{E}$  в пределах плана сооружения определяется как средневзвешенное (с учетом изменения сжимаемости грунтов по глубине и в плане сооружения).

Зависимость предельных значений  $\alpha_E$  от среднего модуля деформации грунтов основания  $\bar{E}$  или от средней осадки основания соору-

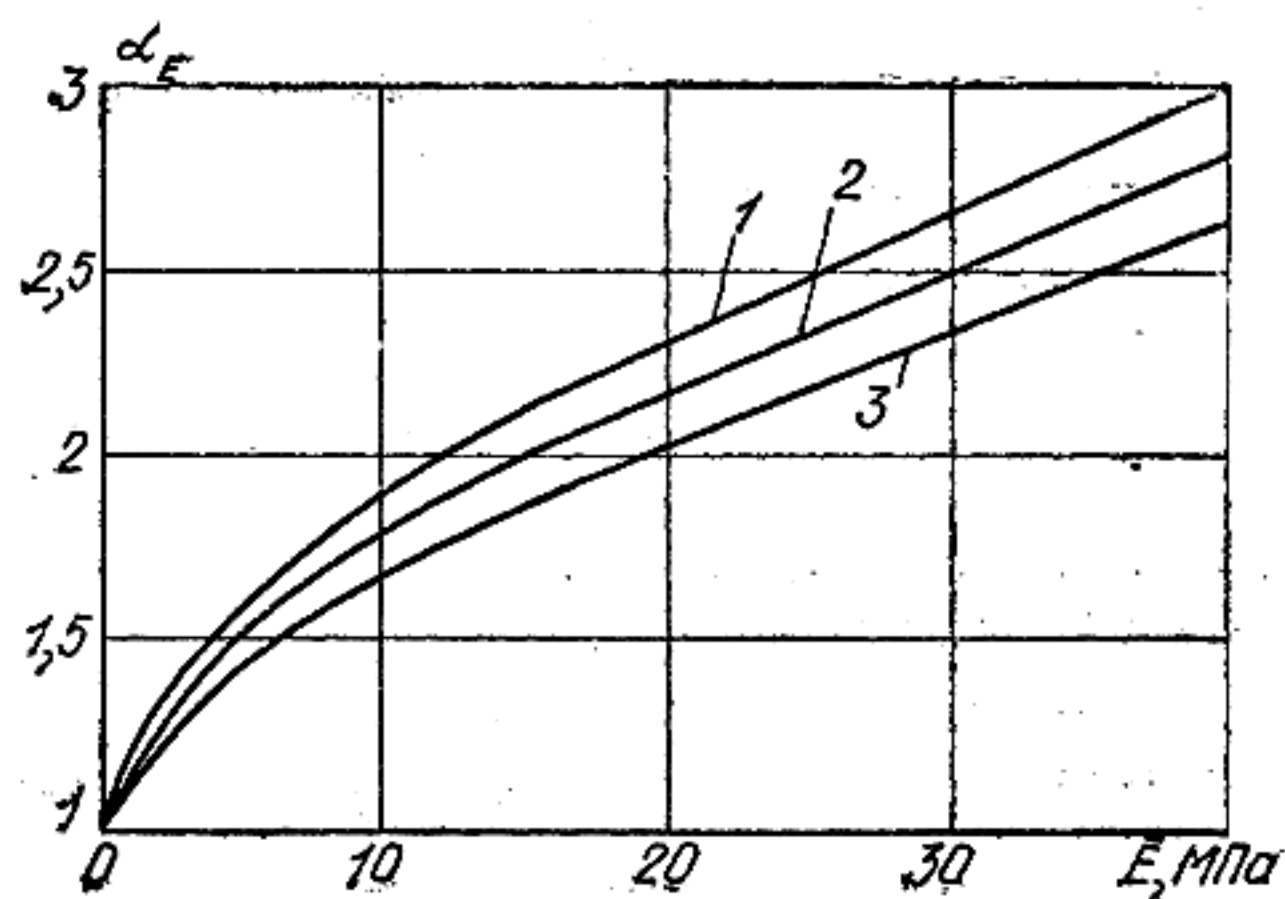


Рис. 5.31. Зависимость предельных значений  $\alpha_E$  от  $\bar{E}$  (кривые 1, 2 и 3 соответствуют ширине подошвы фундаментов под несущие стены  $b_1, b_2, b_3$ , причем  $b_1 > b_2 > b_3$ )

жения  $\bar{s}$  используется преимущественно для протяженных жилых зданий. Пример такой зависимости для пятиэтажных крупнопанельных жилых домов серии I-464 приведен на рис. 5.31.

Для облегчения вычисления средних осадок зданий при привязке типовых проектов к местным грунтовым условиям рекомендуется в типовых проектах приводить их расчетные значения в виде  $\bar{s} = k/\bar{E}$ , где  $k$  — коэффициент, зависящий от принятого конструктивного решения фундаментов и действующих на них нагрузок, кН/м.

ТАБЛИЦА 5.26. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ

Сооружения	Относительная разность осадок $\left(\frac{\Delta s}{L}\right)_u$	Крен $i_u$	Средняя $\bar{s}_u$ или максимальная $s_{max,u}$ (в скобках) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным . . . . .	0,002	—	(8)
стальным . . . . .	0,004	—	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок . . . . .	0,006	—	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами:			
из крупных панелей . . . . .	0,0016	0,005	10
из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования . . . . .	0,0020	0,0005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов . . . . .	0,0024	0,005	15
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите . . . . .	—	0,003	40
то же, сборной конструкции . . . . .	—	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции . . . . .	—	0,004	40
то же, сборной конструкции . . . . .	—	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание . . . . .	—	0,004	25
5. Дымовые трубы высотой $H$ , м:			
$H \leq 100$ . . . . .	—	0,005	40
$100 < H \leq 200$ . . . . .	—	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$ . . . . .	—	$1/(2H)$	20
$H > 300$ . . . . .	—	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в пп. 4 и 5 . . . . .	—	0,004	20
7. Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные . . . . .	—	0,002	20
то же, электрически изолированные . . . . .	—	0,001	10
радиобашни . . . . .	0,002	—	—
башни коротковолновых радиостанций . . . . .	0,0025	—	—
башни (отдельные блоки) . . . . .	0,001	—	—
8. Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые . . . . .	0,003	0,003	—
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств . . . . .	0,0025	0,0025	—
специальные переходные . . . . .	0,002	0,002	—

Примечания: 1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в п. 3, принимаются равными  $0,5 (\Delta s/L)_u$ .

2. При определении относительной разности осадок  $\Delta s/L$  в п. 8 за  $L$  принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками — расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.

3. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.

4. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в таблице.

5. Для сооружений, перечисленных в пп. 2—3, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

6. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличные от указанных в таблице.

Значения  $\Delta s_u^0$  устанавливаются при разработке типовых проектов протяженных зданий на основе сопоставления неравномерных деформаций основания, вычисленных с учетом и без учета жесткости надфундаментных конструкций (соответственно  $\Delta s$  и  $\Delta s^0$ ). Отношение  $\Delta s/\Delta s^0$  зависит от приведенной гибкости здания  $\lambda = L\omega$  или его участка  $\lambda_1 = L_1\omega$  (где  $L$  и  $L_1$  — длина здания и участка его локального искривления;  $\omega = \sqrt{cb/(4EI)}$ , здесь  $c$  — среднее значение коэффициента жесткости основания, равное отношению среднего давления на основание к его средней осадке;  $\bar{b}$  — приведенная ширина продольных фундаментов здания;  $EI$  — обобщенная изгибная жесткость попереч-

ного сечения коробки здания). Пример указанной зависимости для пятиэтажных крупнопанельных жилых домов серии I-464 приведен на рис. 5.32.

Перечень грунтов, при которых можно не рассчитывать деформации основания, устанавливается на основе полученных при разработке типового проекта зависимостей  $\alpha_E = f(\bar{E})$ . При этом рекомендуется использовать соотношения между физическими и механическими характеристиками грунтов, приведенные в справочных таблицах (см. гл. 1).

Предельные значения деформаций оснований допускается принимать по табл. 5.26, если конструкции сооружений не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с

ТАБЛИЦА 5.27. ВАРИАНТЫ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ, В КОТОРЫХ РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ ДОПУСКАЕТСЯ НЕ ВЫПОЛНЯТЬ

Здания	Вариант грунтовых условий
<p>Производственные: одноэтажные с несущими конструкциями, мало-чувствительными к неравномерным осадкам (например, со стальным или железобетонным каркасом на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей и т. п.), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6×9 м</p> <p>Жилые и общественные прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей: протяженные многосекционные высотой до 9 этажей включительно несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Крупнообломочные грунты при содержании песчаного заполнителя менее 40 %, пылевато-глинистого — менее 30 %</li> <li>2. Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности</li> <li>3. Пески любой крупности, только плотные</li> <li>4. Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости <math>e \leq 0,65</math></li> <li>5. Супеси при <math>e \leq 0,65</math>, суглинки при <math>e \leq 0,85</math> и глины при <math>e \leq 0,95</math>, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов на площадке не превышает 0,2</li> <li>6. Пески, кроме пылеватых, при <math>e \leq 0,7</math> в сочетании с пылевато-глинистыми грунтами моренного происхождения при <math>e &lt; 0,5</math> и <math>I_L &lt; 0,5</math> независимо от порядка их залегания</li> </ol>

Примечания: 1. Таблицей допускается пользоваться при проектировании сооружений, в которых площадь отдельных фундаментов под несущие конструкции отличается не более чем в 2 раза, а также для сооружений иного назначения, чем указано в таблице, при аналогичных с ними конструкциях и нагрузках.  
2. Таблицей не допускается пользоваться при проектировании производственных зданий с нагрузками на полы более 20 кПа.

основанием, и в задании на проектирование не установлены значения  $S_{us}$ .

Расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментами проектируемого сооружения не превышает расчетного сопротивления основания (см. п. 5.5.2) и выполняется одно из следующих условий:

- степень изменчивости сжимаемости основания меньше предельной;
- инженерно-геологические условия площадки строительства соответствуют области применения типового проекта;
- грунтовые условия площадки строительства зданий, перечисленных в табл. 5.27, относятся к одному из шести приведенных вариантов.

## 5.6. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

### 5.6.1. Общие положения

Расчет оснований по несущей способности сводится к определению предельной нагрузки, при которой у сооружений, передающих основанию доминирующую сдвигающую нагрузку, происходит сдвиг, связанный с резко развивающимися прогрессирующими перемещениями с захватом части массива грунта основания или непосредственно по подошве (рис. 5.33, а); у сооружений, опирающихся на фундаменты мелкого заложения и передающих основанию доминирующую вертикальную нагрузку, происходит выпирание грунта основания из-под фундамента и связанное с этим резкое, прогрессирующее нарастание вертикальных перемещений (рис. 5.33, б); у сооружений, имеющих фундаменты глубокого заложения, нарастание осадок происходит одновременно с увеличением нагрузки (рис. 5.33, в).

Зависимости перемещений штампов от нагрузки, получаемые при штамповых испытаниях грунта, для указанных выше трех случаев представлены на рис. 5.33.

При потере несущей способности основания образуются поверхности скольжения, охватывающие всю подошву фундамента или сооружения. В каждой точке поверхности скольжения по теории прочности Мора—Кулона между нормальными  $\sigma$  и касательными  $\tau$  напряжениями выполняется соотношение

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (5.77)$$

где  $\varphi$  — угол внутреннего трения грунта;  $c$  — удельное сцепление грунта.

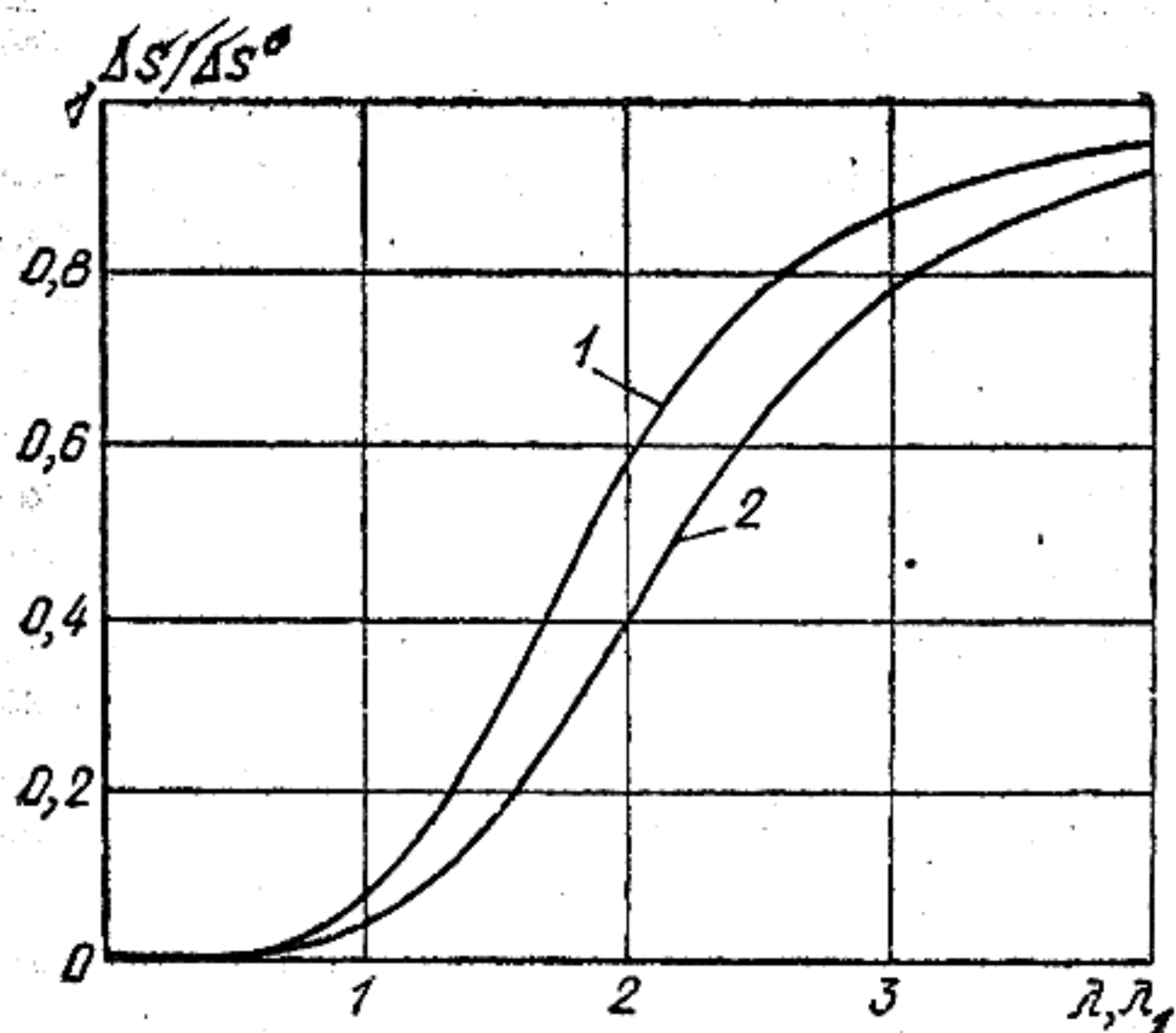


Рис. 5.32. Зависимость отношения  $\Delta s/\Delta s^\circ$  от приведенной гибкости здания в целом  $\lambda$  (1) или его участка  $\lambda_1$  (2)

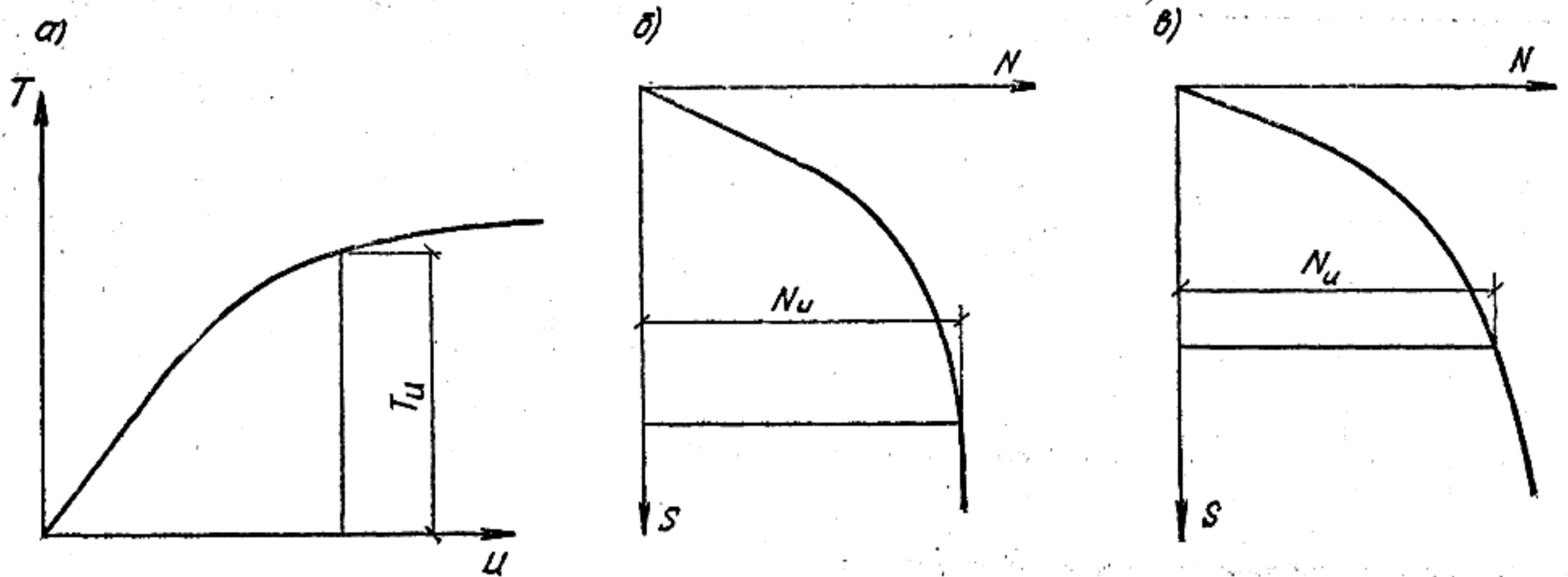


Рис. 5.33. Зависимости горизонтальных ( $u$ ) и вертикальных ( $s$ ) перемещений штампов от нагрузки  $T$  — горизонтальная составляющая нагрузки на штамп (вертикальная составляющая — постоянная);  $N$  — вертикальная нагрузка на штамп (при  $T=0$ )

Расчет оснований по несущей способности производится в следующих случаях:

на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (горизонтальное давление грунта на подпорные стены, горизонтальная составляющая нагрузки на фундаменты распорных конструкций, сейсмические воздействия);

сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами (при степени влажности  $S_r \geq 0,85$  и коэффициенте консолидации  $c_v \leq 10^7$  см<sup>2</sup>/год);

основание сложено скальными грунтами.

В первых двух случаях потеря несущей способности связана со значительными перемещениями, поэтому, если конструктивными мероприятиями (устройством полов в подвале здания, введением затяжек в распорные конструкции, жестким закреплением откоса, объединением фундаментов в единую систему пространственно жесткой надфундаментной конструкцией) исключена возможность смещения фундамента, расчет по несущей способности можно не производить.

Расчет по несущей способности производится из условия

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (5.78)$$

где  $F$  — расчетная нагрузка на основание;  $F_u$  — сила предельного сопротивления основания;  $\gamma_c$  — коэффициент условий работы, принимаемый: для песков (кроме пылеватых) равным 1,0; для песков пылеватых и глинистых грунтов в стабилизированном состоянии — 0,9; для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии — 0,85; для скальных грунтов невыветрелых и слабовыветрелых — 1,0; выветрелых — 0,9; сильно выветрелых — 0,8;  $\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению сооружений, принимаемый для сооружений: I класса равным 1,2, II класса — 1,15 и III класса — 1,1.

Основания ленточных фундаментов проверяются на устойчивость только в направлении короткой стороны (ширины) фундамента, а прямоугольного, квадратного и круглого —

в направлении действия момента либо направления горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент; при этом необходимо учитывать, что потеря устойчивости в зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной составляющих нагрузок может иметь характер плоского сдвига по подошве или глубокого сдвига с захватом грунта основания. В некоторых случаях необходима проверка по обоим возможным вариантам разрушения.

### 5.6.2. Несущая способность оснований, сложенных грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии

#### А. АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА НА ГЛУБОКИЙ СДВИГ ФУНДАМЕНТОВ С ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПОДОШВОЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАКЛОННОЙ НАГРУЗКИ

Вертикальная составляющая  $N_u$  силы предельного сопротивления основания, сложенного нескальными однородными грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, для фундамента с плоской горизонтальной подошвой определяется по формуле

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1), \quad (5.79)$$

где  $b'$  и  $l'$  — приведенные ширина и длина фундамента (рис. 5.34):

$$b' = b - 2e_b; \quad (5.80)$$

$$l' = l - 2e_l, \quad (5.81)$$

(здесь  $e_l$  и  $e_b$  — эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок, приведенных к подошве фундамента, причем символом  $b$  обозначена сторона фундамента, в направлении которой ожидается потеря устойчивости основания);  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$  — безразмерные коэффициенты несущей способности (табл. 5.28), определяемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения и приведенного значения угла наклона  $\delta$ , равнодействующей внешней на-

ТАБЛИЦА 5.28. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Угол внут- реннего тре- ния грунта $\varphi_1$	Обозначение коэффициента	Значения коэффициентов для угла наклона к вертикали равнодействующей нагрузки $\delta^\circ$									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	$N_\gamma$	0									
	$N_q$	1,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	$N_c$	5,14									
5	$N_\gamma$	0,20	(0,05)								
	$N_q$	1,57	(1,26)	$\delta'=4,9^\circ$	—	—	—	—	—	—	—
	$N_c$	6,49	(2,93)								
10	$N_\gamma$	0,60	0,42	(0,12)							
	$N_q$	2,47	2,16	(1,60)	$\delta'=9,8^\circ$	—	—	—	—	—	—
	$N_c$	8,34	6,57	(3,38)							
15	$N_\gamma$	1,35	1,02	0,61	(0,21)						
	$N_q$	3,94	3,45	2,84	(2,06)	$\delta'=14,5^\circ$	—	—	—	—	—
	$N_c$	10,98	9,13	6,88	(3,94)						
20	$N_\gamma$	2,88	2,18	1,47	0,82	(0,36)					
	$N_q$	6,40	5,56	4,64	3,64	(2,69)	$\delta'=18,9^\circ$	—	—	—	—
	$N_c$	14,84	12,53	10,02	7,26	(4,65)					
25	$N_\gamma$	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	(0,58)				
	$N_q$	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	(3,60)	$\delta'=22,9^\circ$	—	—	—
	$N_c$	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	(5,58)				
30	$N_\gamma$	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	(0,95)			
	$N_q$	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	(4,95)	$\delta'=26,5^\circ$	—	—
	$N_c$	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	(6,85)			
35	$N_\gamma$	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	(1,60)			
	$N_q$	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24	(7,04)	$\delta'=29,8^\circ$	—	—
	$N_c$	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19	(8,63)			
40	$N_\gamma$	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	(2,79)		
	$N_q$	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11	(10,46)	$\delta'=32,7^\circ$	—
	$N_c$	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	(11,27)		
45	$N_\gamma$	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	(5,22)	
	$N_q$	134,87	108,24	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	(16,42)	$\delta'=35,2^\circ$
	$N_c$	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	(15,82)	

Примечания: 1. При промежуточных значениях  $\varphi_1$  и  $\delta$  коэффициенты  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$  определяются по интерполяции.

2. В скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки  $\delta'$ .

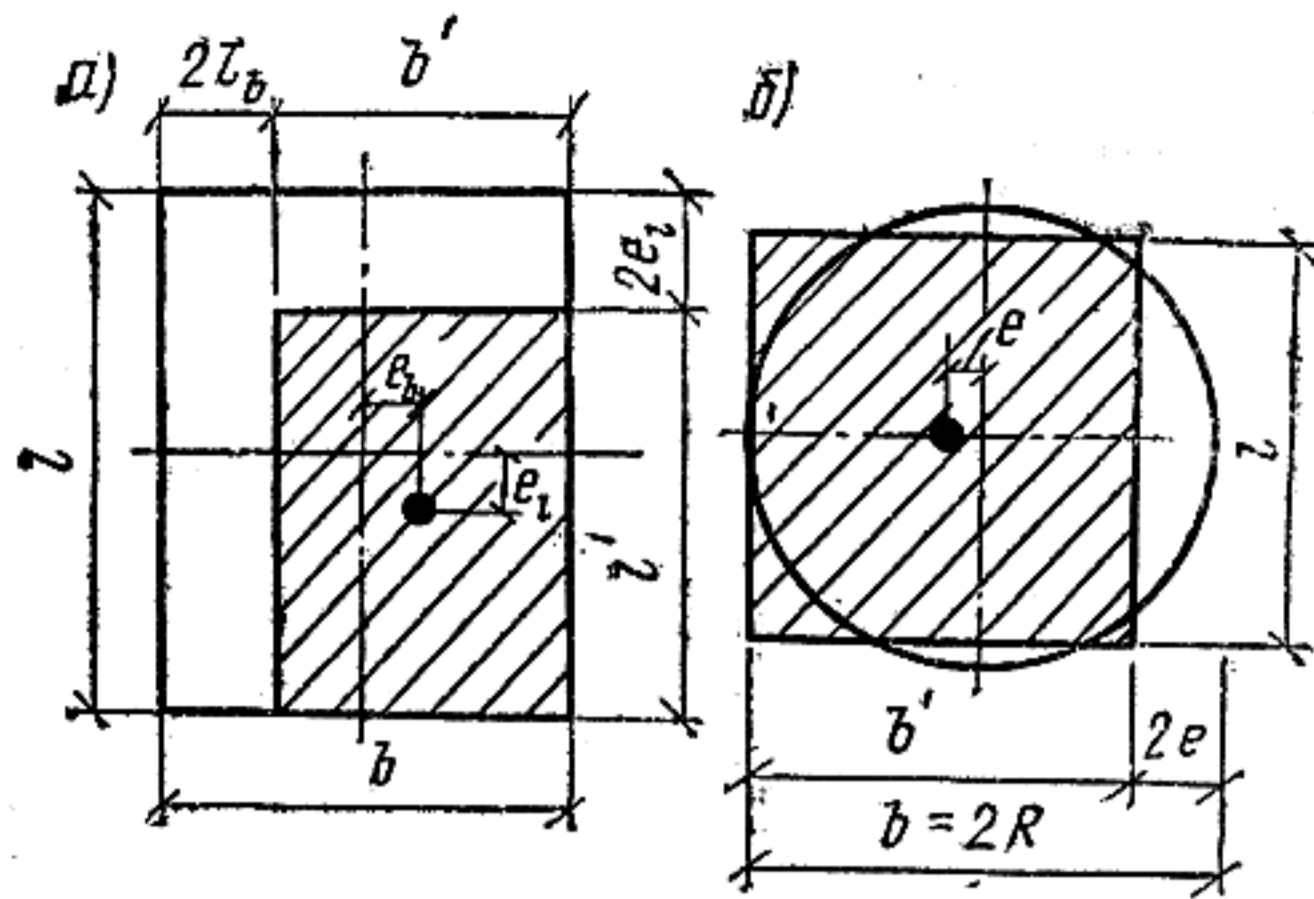


Рис. 5.34. К определению приведенных размеров фундамента

$a$  — прямоугольного;  $b$  — круглого

грузки на основание на уровне подошвы фундамента;  $\xi_\gamma$ ,  $\xi_q$  и  $\xi_c$  — коэффициенты формы подошвы фундамента;  $\gamma_I$  и  $\gamma'_I$  — расчетные значения удельного веса грунтов, находящихся соответственно ниже и выше подошвы фундамента; при наличии грунтовых вод определяются с учетом взвешивающего действия воды.

Угол  $\delta$  наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v, \quad (5.82)$$

где  $F_h$  и  $F_v$  — горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание на уровне подошвы фундамента.

Расчет по формуле (5.82) допускается выполнять при условии

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_I. \quad (5.83)$$

Формула (5.79) применима для расчета основания по несущей способности при условии, что пригрузка со стороны, противоположной возможному выпору грунта, не превышает  $0,5R$  (здесь  $R$  — расчетное сопротивление основания).

При невыполнении условия (5.83) расчет следует производить графоаналитическими методами.

Взвешивающее действие воды при определении удельного веса грунта учитывается при уровне грунтовых вод как выше, так и ниже подошвы фундамента (в последнем случае только при условии, что этот уровень будет ниже подошвы фундамента не более чем на двойной размер той стороны подошвы, вдоль которой может происходить потеря устойчивости). При промежуточном положении уровня грунтовых вод удельные веса грунта  $\gamma_I$  и  $\gamma'_I$  должны определяться как средневзвешенные.

Коэффициенты несущей способности  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$ , вычисляемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта  $\varphi = \varphi_I$ , определяются по следующим формулам:

$$N_\gamma = \frac{1}{4F} \left\{ \frac{\cos \alpha_1 [\operatorname{cosec} \varphi - M_0 E^2 (\operatorname{ctg} \varphi + a)]}{R} + 2 \frac{\cos^2 \lambda}{\cos \varphi} - M_0 \right\}; \quad (5.84)$$

$$N_q = \frac{I}{FR} \cos \varphi M_1 (1 + M_0 a); \quad (5.85)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.86)$$

где

$$\lambda = \frac{1}{2} \left( \pi - \delta - \arcsin \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right);$$

$$M_i = \frac{1 + \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i} \quad (\text{здесь } i = 0, 1, 2);$$

$$\alpha_0 = \varphi; \quad \alpha_1 = 2\lambda + \varphi; \quad \alpha_2 = 2\lambda - \varphi;$$

$$a = (1 - I) / (IM_1 - M_0);$$

$$I = (\cos \lambda - M_0 \sin \lambda) E;$$

$$E = \exp(\lambda \operatorname{tg} \varphi); \quad F = 1 - M_2 \operatorname{tg} \delta;$$

$$R = (1 + M_1 a) (1 + \sin \varphi - 2 \sin^2 \lambda).$$

Коэффициенты формы подошвы фундамента определяются по следующим зависимостям:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad (5.87)$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad (5.88)$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/\eta; \quad (5.89)$$

где  $\eta = l/b$ ; здесь  $b$  и  $l$  — ширина и длина фундамента, принимаемые при внецентренном приложении равнодействующей равными приведенным значениям  $b'$  и  $l'$ , определяемым по формулам (5.80) и (5.81).

Если  $\eta < 1$ , в формулах (5.87) — (5.89) принимается  $\eta = 1$ . При  $\eta > 5$  фундамент рассматривается как ленточный, а коэффициенты  $\xi_\gamma$ ,  $\xi_q$  и  $\xi_c$  принимаются равными единице.

**Пример 5.16.** Требуется рассчитать несущую способность основания прямоугольного фундамента. В основании фундамента залегают суглинок с коэффициентом пористости  $e = 0,65$  и показателем текучести  $I_L = 0,4$ . Нормативное значение угла внутреннего трения грунта  $\varphi_n = 22^\circ$ ; нормативное значение удельного сцепления  $c_n = 20$  кПа. Удельный вес грунта для расчета по первой группе предельных состояний выше подошвы фундамента  $\gamma'_I = 16,1$  кН/м<sup>3</sup>, ниже подошвы  $\gamma_I = 17,2$  кН/м<sup>3</sup>; равнодействующая вертикальных расчетных нагрузок  $F'_v = 220$  кН; момент и равнодействующая горизонтальных нагрузок на уровне верха фундамента соответственно составляют:  $M' = -64$  кН·м;  $F'_h = 80$  кН (рис. 5.35). Сооружение II класса.

**Решение.** Из расчета по второй группе предельных состояний с учетом веса фундамента и грунта на его обрезках, а также возможности повышения краевого давления на 20% по сравнению с расчетным давлением получены размеры фундамента в плане  $b = 1,8$  м и  $l = 0,9$  м (здесь  $b$  — сторона подошвы фундамента, направление которой совпадает с направлением действия горизонтальной составляющей нагрузки и возможным направлением потери устойчивости). Глубина заложения фундамента  $d = 1,3$  м.

Расчетные значения прочностных характеристик для расчета по первой группе предельных состояний составляют:  $\varphi_I = \varphi_n / \gamma_g = 22 / 1,1 = 20^\circ$ ;  $c_I = c_n / \gamma_g = 20 / 1,5 = 13$  кПа.

Равнодействующая вертикальных расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента с учетом веса фундамента и грунта на его обрезках

$$F_v = F'_v + bld\gamma = 220 + 1,8 \cdot 0,9 \cdot 1,3 \cdot 20 = 262 \text{ кН.}$$

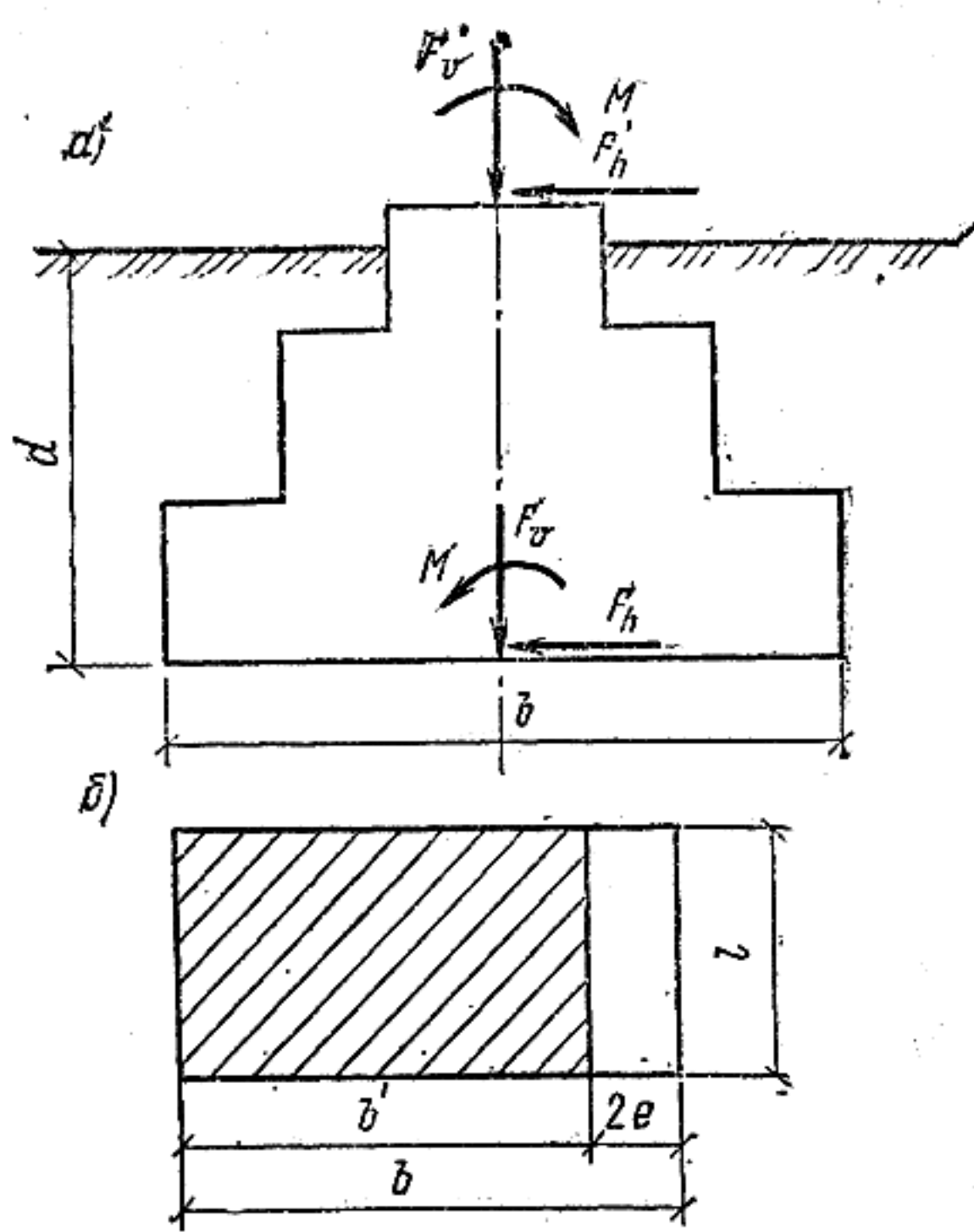


Рис. 5.35. К примеру 5.16

$a$  — нагрузки, заданные на уровне верха фундамента и приведенные к подошве;  $b$  — приведенные размеры подошвы фундамента

Результирующий момент относительно центра тяжести подошвы

$$M = M' - F_h d = 64 - 80 \cdot 1,3 = 40 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Для определения приведенных размеров фундамента  $b'$  и  $l'$  необходимо вычислить эксцентриситет приложения нагрузки:  $e_b = M/F_v = 40/262 = 0,15$  м. Тогда

$$b' = b - 2e_b = 1,8 - 2 \cdot 0,15 = 1,5 \text{ м}; \quad l' = l = 0,9 \text{ м}.$$

Отношение сторон  $\eta = l'/b' = 0,9/1,5 = 0,6 < 1$ , поэтому в формулах (5.87)–(5.89) принимаем  $\eta = 1$  и получаем:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/1 = 0,75;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/1 = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/1 = 1,3.$$

Значение угла  $\delta$  находим по формуле (5.82)

$$\text{tg } \delta = 80/262 = 0,305; \quad \delta = 17^\circ.$$

Проверяем условие (5.83)  $\sin 20^\circ = 0,342$ ;  $0,305 < 0,342$ , следовательно, расчет можно производить по формуле (5.79).

По табл. 5.28 находим значения  $N_\gamma = 0,64$ ,  $N_q = 3,24$  и  $N_c = 6,23$ .

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания по формуле (5.79) будет:

$$N_u = 1,5 \cdot 0,9 (0,64 \cdot 0,75 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 3,24 \cdot 2,5 \cdot 16,1 \cdot 1,3 + 6,23 \cdot 1,3 \cdot 1,3) = 388 \text{ кН}.$$

Проверяем условие (5.78):  $262 \text{ кН} < 0,9 \cdot 388/1,15 = 304 \text{ кН}$ , т.е. несущая способность основания при принятых размерах фундамента обеспечена.

#### Б. АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА НА ГЛУБОКИЙ СДВИГ ФУНДАМЕНТОВ С НАКЛОННОЙ ПОДОШВОЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАКЛОННОЙ НАГРУЗКИ

Фундаменты с наклонной подошвой целесообразно применять вместо фундаментов с горизонтальной подошвой в тех случаях, когда для последних не выполняется условие (5.83).

Эффективно также в этих случаях использование подушки с наклонной подошвой из песка, щебня, тощего бетона или применение фундамента с зубом.

Нормальная составляющая силы предельного сопротивления основания для наклонной подошвы определяется по формуле (5.79), где за  $d$  принимается минимальное заглубление фундамента. Коэффициенты  $N_\gamma$  и  $N_c$  в этом случае находятся по табл. 5.29 и 5.30 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта  $\varphi_1$ , угла наклона подошвы к горизонту  $\alpha$  и угла  $\delta$  между направлением равнодействующей нагрузки на фундамент и нормалью к подошве. Коэффициент  $N_q$  определяется по формуле

$$N_q = N_c / \text{ctg } \varphi_1 + 1. \quad (5.90)$$

ТАБЛИЦА 5.29. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $N_\gamma$ 

$\varphi^\circ$	$\alpha^\circ$	Значения $N_\gamma$ при $\delta^\circ$					
		0	5	10	15	20	25
5	0	0,22	—	—	—	—	—
	5	0,26	—	—	—	—	—
	10	0,30	—	—	—	—	—
	15	0,34	—	—	—	—	—
	20	0,38	—	—	—	—	—
	25	0,41	—	—	—	—	—
10	0	0,63	0,38	—	—	—	—
	5	0,64	0,40	—	—	—	—
	10	0,67	0,45	—	—	—	—
	15	0,70	0,48	—	—	—	—
	20	0,72	0,51	—	—	—	—
	25	0,73	0,53	—	—	—	—
15	0	1,38	0,95	0,52	—	—	—
	5	1,35	0,96	0,57	—	—	—
	10	1,33	0,96	0,59	—	—	—
	15	1,31	0,95	0,61	—	—	—
	20	1,28	0,94	0,63	—	—	—
	25	1,25	0,94	0,65	—	—	—
20	0	2,86	2,08	1,36	0,73	—	—
	5	2,68	1,97	1,31	0,72	—	—
	10	2,55	1,88	1,26	0,74	—	—
	15	2,40	1,75	1,22	0,74	—	—
	20	2,26	1,70	1,19	0,75	—	—
	25	2,15	1,60	1,14	0,78	—	—
25	0	5,90	4,36	2,93	1,83	0,93	—
	5	5,37	3,99	2,71	1,70	0,90	—
	10	4,89	3,59	2,49	1,58	0,89	—
	15	4,38	3,31	2,32	1,49	0,86	—
	20	4,07	3,05	2,14	1,43	0,85	—
	25	3,66	2,78	2,01	1,35	0,85	—
30	0	12,38	9,01	6,30	4,00	2,38	1,15
	5	10,80	7,90	5,60	3,60	2,15	1,05
	10	9,39	6,96	4,96	3,26	1,96	1,02
	15	8,53	6,20	4,39	2,93	1,80	0,98
	20	7,56	5,55	3,90	2,62	1,66	0,85
	25	6,80	5,20	3,40	2,30	1,50	0,82
35	0	27,10	20,40	13,96	9,15	5,55	3,04
	5	23,09	16,96	11,76	7,36	4,83	2,67
	10	19,11	14,17	9,95	6,58	4,16	2,39
	15	16,94	12,25	8,66	5,79	3,66	2,12
	20	14,12	9,89	7,57	5,13	3,12	1,90
	25	12,18	8,74	6,34	4,31	2,82	1,68



Угол  $\delta$  определяется по формуле (5.82), в которой  $F_h$  и  $F_v$  — составляющие нагрузки на фундамент (параллельная плоскости подошвы и нормальная к ней). При этом также необходимо выполнение условия (5.83).

ТАБЛИЦА 5.30. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА  $N_c$

$\varphi^\circ$	$\alpha^\circ$	Значения $N_c$ при $\delta^\circ$					
		0	5	10	15	20	25
5	0	6,64	—	—	—	—	—
	5	6,30	—	—	—	—	—
	10	6,10	—	—	—	—	—
	15	5,84	—	—	—	—	—
	20	5,57	—	—	—	—	—
	25	5,32	—	—	—	—	—
10	0	8,59	6,78	—	—	—	—
	5	8,15	6,40	—	—	—	—
	10	7,74	6,04	—	—	—	—
	15	7,33	5,69	—	—	—	—
	20	6,94	5,34	—	—	—	—
	25	6,55	5,05	—	—	—	—
15	0	11,37	9,47	7,16	—	—	—
	5	10,68	8,87	6,67	—	—	—
	10	10,02	8,29	6,19	—	—	—
	15	9,39	7,74	5,74	—	—	—
	20	8,79	7,22	5,30	—	—	—
	25	8,22	6,72	4,89	—	—	—
20	0	15,47	13,08	10,48	7,63	—	—
	5	14,40	12,11	9,66	6,99	—	—
	10	13,30	11,19	8,90	6,39	—	—
	15	12,31	10,34	8,18	5,83	—	—
	20	11,39	9,53	7,51	5,30	—	—
	25	10,52	8,78	6,88	4,81	—	—
25	0	21,79	18,44	15,03	11,60	8,13	—
	5	19,92	16,83	13,69	10,53	7,33	—
	10	18,19	15,35	12,45	9,54	6,59	—
	15	16,60	13,98	11,31	8,63	5,91	—
	20	15,14	12,72	10,26	7,78	5,28	—
	25	13,79	11,56	9,27	7,01	4,70	—
30	0	31,98	26,91	21,97	17,97	12,75	8,65
	5	28,80	24,10	19,60	15,50	11,50	7,65
	10	25,83	21,68	17,65	13,80	10,18	6,76
	15	23,18	19,44	15,79	12,31	9,04	5,95
	20	20,80	17,41	13,11	10,96	8,01	5,25
	25	18,50	15,60	12,40	9,70	7,20	4,75
35	0	49,45	41,13	33,37	26,26	19,87	14,21
	5	43,60	36,24	29,36	23,07	17,42	12,41
	10	38,42	31,91	25,82	20,25	15,25	10,82
	15	33,84	28,07	22,69	17,76	13,33	9,41
	20	29,78	24,68	19,91	15,55	11,64	8,17
	25	26,19	21,68	17,46	13,60	10,13	7,06

Коэффициенты формы и приведенные размеры фундамента определяются так же, как и для фундаментов с горизонтальной подошвой.

**Пример 5.17.** Требуется рассчитать несущую способность основания фундамента с наклонной подошвой. В основании фундамента залегают пылеватые пески с  $e=0,75$ ;  $\varphi_n=26^\circ$ ;  $c_n=2$  кПа;  $\gamma_1=17,1$  кН/м<sup>3</sup>; угол наклона подошвы фундамента к горизонту  $\alpha=20^\circ$ . Минимальная величина заглубления фундамента  $d=1,5$  м. Размеры фундамента предварительно определены из расчета по деформациям:  $b=2,1$  м;  $l=1,2$  м. Схема фундамента и нагрузок приведена на рис. 5.36. Нормативные и расчетные нагрузки даны в табл. 5.31.

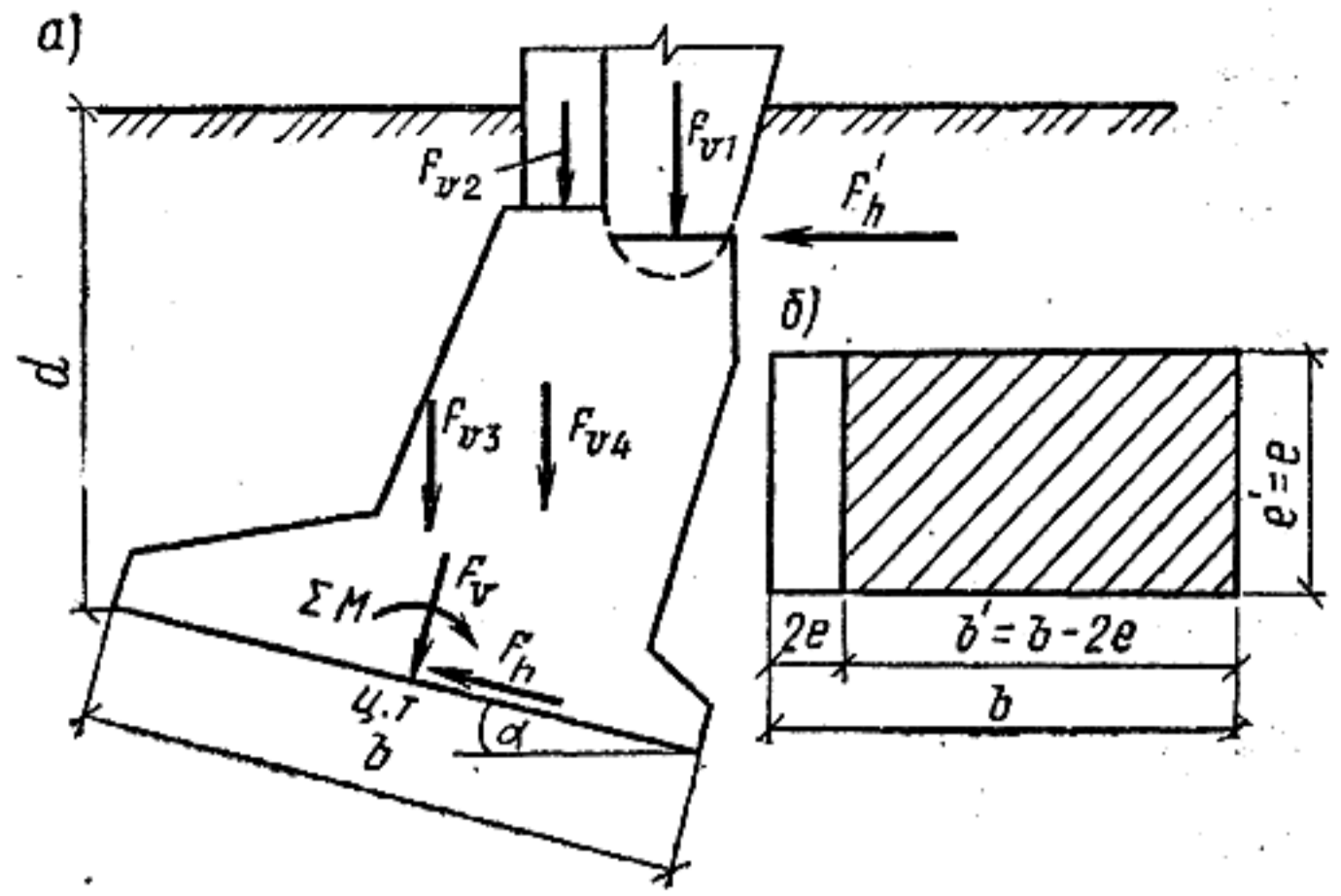


Рис. 5.36. К примеру 5.17

$\alpha$  — заданные нагрузки и нагрузки, приведенные к подошве;  $b$  — приведенные размеры подошвы фундамента

**Решение.** Расчетные значения прочностных характеристик грунта основания

$$\varphi_I = \varphi_n / \gamma_g = 26^\circ / 1,1 = 23^\circ 40' \text{ и } c_I = c_n / \gamma_g = 2,0 / 1,5 = 1,3 \text{ кПа.}$$

Фактический угол наклона к вертикали равнодействующей всех сил

$$\delta' = \arctg \frac{F'_h}{F'_v} = \arctg \frac{180}{407,5} = 23^\circ 40'.$$

Угол между направлением равнодействующей и нормалью к подошве

$$\delta = \delta' - \alpha = 23^\circ 40' - 20^\circ = 3^\circ 40'.$$

Составляющая равнодействующей всех нагрузок, нормальная к подошве,

$$F_v = \frac{F'_v \cos \delta}{\cos \delta'} = \frac{407,5 \cdot 0,998}{0,914} = 445 \text{ кН.}$$

Составляющая касательная к подошве

$$F_h = \frac{F'_v \sin \delta}{\cos \delta'} = \frac{407,5 \cdot 0,065}{0,914} = 29 \text{ кН.}$$

Эксцентриситет приложения составляющей нагрузки, нормальной к подошве,

$$e_b = M / F_v = 30 / 445 = 0,07 \text{ м.}$$

Приведенные размеры подошвы фундамента:

$$l' = l = 1,2 \text{ м;}$$

$$b' = b - 2e_b = 2,1 - 2 \cdot 0,07 = 1,96 \text{ м.}$$

Коэффициенты формы

$$\eta = l' / b' = 1,2 / 1,96 = 0,61 < 1; \text{ принимаем } \eta = 1.$$

Тогда

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 / \eta = 1 - 0,25 / 1 = 0,75;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5 / \eta = 1 + 1,5 / 1 = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 / \eta = 1 + 0,3 / 1 = 1,3.$$

Вычисляем угол  $\delta$  по формуле (5.82):

$$\operatorname{tg} \delta = 29 / 445 = 0,065; \quad \delta = 3^\circ 40'.$$

Коэффициенты несущей способности определяем по табл. 5.29 и 5.30 при  $\varphi_I = 23^\circ 40'$ ;  $\alpha = 20^\circ$  и  $\delta = 3^\circ 40'$ . Путем интерполяции находим:  $N_\gamma = 3,0$ ;  $N_c = 12,5$ , откуда

$$N_q = \frac{N_c}{\operatorname{ctg} \varphi_I} + 1 = \frac{12,5}{\operatorname{ctg} 23^\circ 40'} + 1 = 6,4.$$

ТАБЛИЦА 5.31. К ПРИМЕРУ 5.17

Вид нагрузки	Нормативное значение нагрузки, кН	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетное значение нагрузки, кН	Расстояние от линии действия сил $F'_v$ и $F'_h$ до центра тяжести подошвы фундамента, м	Момент $M$ относительно центра тяжести подошвы фундамента, кН·м
Вертикальная составляющая внешних нагрузок $F'_{v1}$	211,0	—	250,0	0,96	240
Вес стеновых панелей $F'_{v2}$	58,0	1,2	69,6	0,59	41,1
Вес грунта на уступах фундамента $F'_{v3}$	54,9	1,1	60,4	0,03	1,8
Вес фундамента $F'_{v4}$	25,0	1,1	27,5	0,36	9,9
			$F'_v = \Sigma F'_{vz} = 407,5$		
Горизонтальная составляющая внешних нагрузок $F'_h$	156,0	—	180,0	1,46	-262,8
					$\Sigma M = 30,0$

Составляющую силы предельного сопротивления основания, нормальную к подошве, вычисляем по формуле (5.79):

$$N_u = 1,96 \cdot 1,2 (3,0 \cdot 0,75 \cdot 1,96 \cdot 17,1 + 6,4 \cdot 2,5 \cdot 17,1 \cdot 1,5 + 12,5 \cdot 1,3 \cdot 1,3) = 1630 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (5.78):  $445 \text{ кН} < 0,9 \cdot 1630 / 1,15 = 1270 \text{ кН}$ , т. е. несущая способность обеспечена.

#### В. АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ

При расчете основания (рис. 5.37), состоящего из двух слоев (первого мощностью  $d+H$  с расчетными значениями прочностных харак-

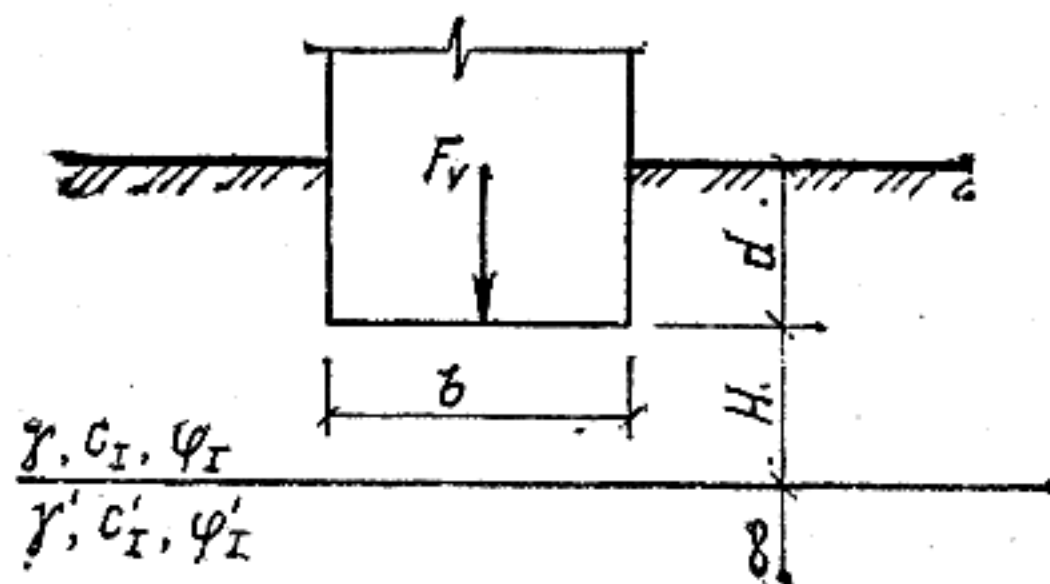


Рис. 5.37. К расчету несущей способности двухслойного основания

теристик  $c_I$  и  $\phi_I$  и второго неограниченной мощности с расчетными значениями прочностных характеристик  $c'_I$  и  $\phi'_I$ ), удельный вес грунта принимается для обоих слоев одинаковым, равным  $\gamma_I$ . Величина центральной вертикальной силы предельного сопротивления основания ленточного фундамента определяется по формуле

$$N_u = \frac{1}{2} b^2 \gamma_I N_{1,2}, \quad (5.91)$$

где  $N_{1,2}$  — безразмерный коэффициент, зависящий от  $c'_I/c_I$ ,  $c_I/(\gamma_I b)$ ,  $\phi_I$ ,  $\phi'_I$  и  $H/b$  при  $c_I \neq 0$  или от  $c'_I/(\gamma_I b)$ ,  $\phi_I$ ,  $\phi'_I$  и  $H/b$  при  $c_I = 0$  (табл. 5.32).

Пример 5.18. Следует рассчитать несущую способность двухслойного основания ленточного фундамента. Схемы фундамента и основания представлены на рис. 5.38. Грунт основания: верхний слой толщиной 2,0 м — супесь с характеристиками  $I_L = 0,25$ ;  $c_I = 10$  кПа,  $\phi_I = 27^\circ$  и  $\gamma_I = 17$  кН/м<sup>3</sup>; подстилающий слой — глина с характеристиками  $I_L = 0,75$ ,  $c'_I = 20$  кПа,  $\phi'_I = 5^\circ$  и  $\gamma'_I = 16$  кН/м<sup>3</sup>. Ширина подошвы фундамента  $b = 1,0$  м, заглубление фундамента  $d = 1$  м.

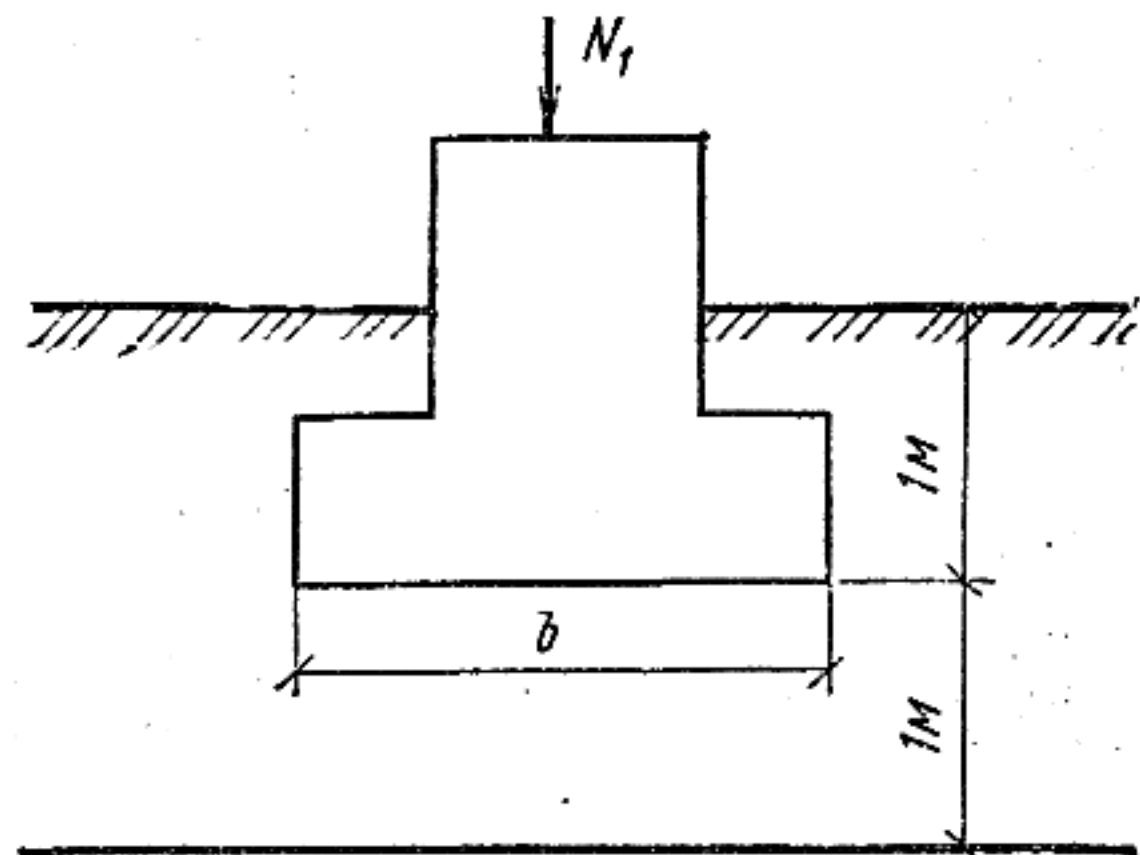


Рис. 5.38. К примеру 5.18

Нагрузка на 1 м длины фундамента  $F_v = 220$  кН. Сооружение III класса.

Решение. Значение удельного веса принимаем равным среднему значению объемных весов обоих слоев:

$$\bar{\gamma}_I = (\gamma_I + \gamma'_I) / 2 = (17 + 16) / 2 = 16,5 \text{ кН/м}^3.$$

Далее вычисляем  $c'_I/c_I = 20/10 = 2,0$ ;  $c_I/\bar{\gamma}_I b = 10/16,5 \cdot 1 = 0,61$ ;  $H/b = 1,0/1,0 = 1,0$  и по табл. 5.32 находим  $N_{1,2}$ . Тогда по формуле (5.91)

$$N_u = (1/2) 1^2 \cdot 16,5 \cdot 25,2 = 208 \text{ кН.}$$

ТАБЛИЦА 5.32. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $N_{1,2}$ 

$H/b$	$c_I/\gamma_I b$	Значения $N_{1,2}$ при $\varphi_I^c$			
		0	10	20	30
		$c_I'=0; \varphi_I'=10^\circ$			
0,3	0,05	0,74	1,39	2,01	2,65
	0,50	2,62	3,12	3,70	4,30
	5,00	13,24	14,02	14,82	15,67
0,5	0,05	0,57	1,61	2,69	3,84
	0,50	3,32	4,21	5,23	6,39
	5,00	19,64	21,13	22,73	24,41
1,0	0,05	0,55	2,02	4,67	7,46
	0,50	4,90	6,88	9,29	12,21
	5,00	34,42	38,20	42,31	46,78
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	12,16
	0,50	5,55	9,65	13,86	19,05
	5,00	49,15	55,01	62,32	70,40
2,0	0,05	0,56	2,02	6,42	18,10
	0,50	5,55	9,82	19,07	27,11
	5,00	55,57	86,09	83,14	95,56
$c_I'=0; \varphi_I'=20^\circ$					
0,3	0,05	0,77	3,75	5,25	6,67
	0,50	5,28	6,50	7,74	9,16
	5,00	21,25	22,75	24,31	25,98
0,5	0,05	0,57	2,20	5,50	8,09
	0,50	5,55	7,36	9,52	11,83
	5,00	22,07	31,84	34,81	37,95
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	12,01
	0,50	5,55	9,35	13,74	19,01
	5,00	55,57	52,34	59,59	67,31
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	17,44
	0,50	5,55	9,82	18,56	27,12
	5,00	55,57	71,61	83,77	97,36
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	36,43
	5,00	55,57	86,09	108,40	128,60
$c_I'=0; \varphi_I'=30^\circ$					
0,3	0,05	0,77	11,22	14,69	18,11
	0,50	7,71	15,19	18,28	21,58
	5,00	36,88	40,11	43,47	47,09
0,5	0,05	0,57	2,20	12,40	18,40
	0,50	5,72	12,09	18,58	23,99
	5,00	45,14	59,79	56,72	63,06
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	19,38
	0,50	5,55	9,92	19,22	30,28
	5,00	55,57	72,34	85,70	100,38
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	37,39
	5,00	55,57	86,09	112,22	136,57

Продолжение табл. 5.32

$H/b$	$c_I/\gamma_I b$	Значения $N_{1,2}$ при $\varphi_I^c$			
		0	10	20	30
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,49
	5,00	55,57	86,09	138,31	173,06
$c_I'/c_I=0,5; \varphi_I'=0^\circ$					
0,3	0,05	0,35	0,58	0,85	1,15
	0,50	3,53	3,92	4,40	4,93
	5,00	35,57	37,33	40,05	42,81
0,5	0,05	0,40	0,82	1,33	1,92
	0,50	4,04	4,71	5,57	6,50
	5,00	40,44	43,65	48,06	52,49
1,0	0,05	0,51	1,56	2,89	4,49
	0,50	5,16	6,83	8,82	11,06
	5,00	51,62	59,62	68,24	77,15
1,5	0,05	0,55	2,02	5,00	8,05
	0,50	5,55	9,20	12,61	16,59
	5,00	55,57	76,07	89,01	102,48
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	12,66
	0,50	5,55	9,82	17,01	23,17
	5,00	55,57	86,09	110,61	129,02
$c_I'/c_I=0,5; \varphi_I'=10^\circ$					
0,3	0,05	0,78	1,71	2,37	3,05
	0,50	5,53	6,48	7,42	8,39
	5,00	47,62	51,96	56,14	60,27
0,5	0,05	0,57	1,82	3,01	4,21
	0,50	5,55	7,13	8,75	10,46
	5,00	55,57	57,42	64,29	71,12
1,0	0,05	0,55	2,02	4,89	7,82
	0,50	5,55	9,05	12,46	16,35
	5,00	55,57	71,91	85,41	98,96
1,5	0,05	0,55	2,02	6,39	14,40
	0,50	5,55	9,82	16,83	23,34
	5,00	55,57	86,09	107,64	128,02
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	18,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	31,52
	5,00	55,57	86,08	130,73	158,31
$c_I'/c_I=0,5; \varphi_I'=20^\circ$					
0,3	0,05	0,77	4,23	5,78	7,31
	0,50	7,71	11,62	13,46	15,46
	5,00	71,17	78,20	84,91	91,72
0,5	0,05	0,57	2,20	5,96	8,67
	0,50	5,72	11,09	14,36	17,68
	5,00	57,21	80,30	91,88	103,08
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	12,43
	0,50	5,55	9,82	16,94	24,08
	5,00	55,57	85,93	109,92	132,26

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_1/\gamma_1 b$	Значения $N_{1,2}$ при $\varphi_1^0$			
		0	10	20	30
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	17,52
	0,50	5,55	9,82	19,22	31,72
	5,00	55,57	86,09	130,09	163,11
0,2	0,05	0,55	2,02	6,42	20,49
	0,50	5,55	9,82	19,22	40,62
	5,00	55,57	86,09	143,92	195,97

$$c_1'/c_1 = 0,5; \varphi_1' = 30^\circ$$

0,3	0,05	0,77	3,85	15,74	19,26
	0,50	7,78	24,26	28,46	32,52
	5,00	77,85	132,16	143,92	155,78
0,5	0,05	0,57	2,20	13,21	19,39
	0,50	5,72	12,09	26,61	33,76
	5,00	57,21	111,17	143,92	164,78
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	19,89
	0,50	5,55	9,82	19,74	37,06
	5,00	55,57	86,09	143,92	188,26
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,22	41,52
	5,00	55,57	86,09	143,22	213,87
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,49
	5,00	55,57	86,09	143,12	265,07

$$c_1'/c_1 = 1; \varphi_1' = 0$$

0,3	0,05	0,55	0,82	1,12	1,44
	0,50	5,55	6,31	7,12	7,86
	5,00	55,57	61,32	67,05	72,33
0,5	0,05	0,55	1,05	1,60	2,22
	0,50	5,55	6,93	8,23	9,57
	5,00	55,57	65,68	74,81	83,40
1,0	0,05	0,55	1,76	3,16	4,84
	0,50	5,55	8,71	11,54	14,51
	5,00	55,57	78,15	96,36	111,97
1,5	0,05	0,55	2,02	5,28	8,42
	0,50	5,55	9,82	15,46	20,44
	5,00	55,57	86,09	117,66	141,60
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	13,07
	0,50	5,55	9,82	19,22	27,40
	5,00	55,57	86,09	140,78	172,46

$$c_1'/c_1 = 1; \varphi_1' = 10^\circ$$

0,3	0,05	0,77	2,02	2,74	3,46
	0,50	8,33	9,82	11,14	12,53
	5,00	76,98	86,09	94,69	102,23
0,5	0,05	0,57	2,02	3,29	4,61
	0,50	5,72	9,82	12,19	14,51
	5,00	57,21	86,09	100,17	113,32
1,0	0,05	0,55	2,02	5,11	8,19
	0,50	5,55	9,82	15,20	20,28
	5,00	55,57	86,09	116,41	141,70

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_1/\gamma_1 b$	Значения $N_{1,2}$ при $\varphi_1^0$			
		0	10	20	30
1,5	0,05	0,55	2,20	6,42	12,90
	0,50	5,55	9,82	19,22	27,30
	5,00	55,57	86,09	135,70	172,28
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	18,85
	0,50	5,55	9,82	19,22	35,54
	5,00	55,57	86,09	143,92	205,06

$$c_1'/c_1 = 1; \varphi_1' = 20^\circ$$

0,3	0,05	0,77	4,76	6,42	7,96
	0,50	7,71	16,73	19,22	21,81
	5,00	77,18	131,01	143,92	156,20
0,5	0,05	0,57	2,20	6,42	9,26
	0,50	5,72	12,09	19,22	23,58
	5,00	57,21	111,17	143,92	164,68
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	12,91
	0,50	5,55	9,82	19,22	28,94
	5,00	55,57	86,09	143,92	187,25
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	35,72
	5,00	55,57	86,09	143,92	213,53
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	35,72
	5,00	55,57	86,09	143,92	213,53

$$c_1'/c_1 = 1; \varphi_1' = 30^\circ$$

0,3	0,05	0,77	13,18	16,81	20,40
	0,50	7,71	33,31	38,46	43,55
	5,00	77,19	223,42	244,67	265,07
0,5	0,05	0,57	2,20	14,03	20,40
	0,50	5,72	12,09	34,69	43,55
	5,00	57,21	111,17	229,55	265,07
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,74	43,55
	5,00	55,57	86,09	155,62	265,07
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,55
	5,00	55,57	86,09	143,91	265,07
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,55
	5,00	55,57	86,09	143,92	265,07

$$c_1'/c_1 = 2; \varphi_1' = 0$$

0,3	0,05	0,77	1,28	1,64	2,02
	0,50	7,78	10,90	12,32	13,65
	5,00	77,85	107,12	119,14	130,17
0,5	0,05	0,57	1,45	2,11	2,82
	0,50	5,72	10,70	13,22	15,52
	5,00	57,21	103,01	125,35	142,84
1,0	0,05	0,55	2,02	3,67	5,50
	0,50	5,55	9,82	15,97	20,79
	5,00	55,57	86,09	136,95	173,84

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_I/\gamma_I b$	Значения $N_{1,2}$ при $\varphi_I^\circ$			
		0	10	20	30
1,5	0,05	0,55	2,02	5,82	9,17
	0,50	5,55	9,82	19,22	27,21
	5,00	55,57	86,09	143,92	205,37
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	13,89
	0,50	5,56	9,82	19,22	34,73
	5,00	55,57	86,09	143,92	238,96

$$c_I'/c_I = 2; \varphi_I' = 10^\circ$$

0,3	0,05	0,77	2,66	3,48	4,27
	0,50	7,78	16,36	18,59	20,79
	5,00	77,85	152,86	169,42	185,60
0,5	0,05	0,57	2,20	3,92	5,39
	0,50	5,72	12,09	18,77	22,51
	5,00	57,21	111,17	168,70	194,72
1,0	0,05	0,55	2,02	5,53	8,90
	0,50	5,55	9,82	19,20	27,74
	5,00	55,57	86,09	155,62	217,83
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	14,01
	0,50	5,55	9,82	19,22	34,34
	5,00	55,57	86,09	143,92	241,79
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	19,56
	0,50	5,55	9,82	19,22	42,50
	5,00	55,57	86,09	143,92	265,05

$$c_I'/c_I = 2; \varphi_I' = 20^\circ$$

0,3	0,05	0,77	5,81	7,60	9,26
	0,50	7,78	27,05	30,80	34,55
	5,00	77,85	235,80	261,58	284,16
0,5	0,05	0,57	2,20	7,30	10,34
	0,50	5,72	12,09	28,94	35,41
	5,00	57,21	111,17	243,49	285,40
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	13,73
	0,50	5,55	9,82	19,74	38,16
	5,00	55,57	86,09	155,62	284,39
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,22	42,16
	5,00	55,57	86,09	143,92	268,28
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,49
	5,00	55,57	86,09	143,92	265,07

$$c_I = 0^*; \varphi_I' = 0$$

0,3	0,05	—	0,67	0,98	1,31
	0,50	—	1,48	5,57	6,47
	5,00	—	1,48	51,43	54,89
0,5	0,05	—	0,79	1,38	2,01
	0,50	—	1,10	5,36	7,17
	5,00	—	1,10	17,50	58,15
1,0	0,05	—	1,06	2,75	4,43
	0,50	—	1,06	4,82	9,73
	5,00	—	1,06	4,82	20,21

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_I/\gamma_I b$	Значения $N_{1,2}$ при $\varphi_I^\circ$			
		0	10	20	30
1,5	0,05	—	1,06	4,70	7,84
	0,50	—	1,06	4,82	13,53
	5,00	—	1,06	4,82	17,70
2,0	0,05	—	1,06	4,82	12,31
	0,50	—	1,06	4,82	17,70
	5,00	—	1,06	4,82	17,70

$$c_I = 0^*; \varphi_I' = 10^\circ$$

0,3	0,05	—	1,40	2,49	3,28
	0,50	—	1,48	9,21	10,62
	5,00	—	1,48	75,95	85,24
0,5	0,05	—	1,10	2,92	4,27
	0,50	—	1,10	8,43	11,30
	5,00	—	1,10	17,50	82,54
1,0	0,05	—	1,06	4,40	7,58
	0,50	—	1,06	4,82	13,73
	5,00	—	1,06	4,82	20,21
1,5	0,05	—	1,06	4,82	11,99
	0,50	—	1,06	4,82	17,36
	5,00	—	1,06	4,82	17,70
2,0	0,05	—	1,06	4,82	17,69
	0,50	—	1,06	4,82	17,70
	5,00	—	1,06	4,82	17,70

\* При  $c_I = 0$  во второй графе принимаются значения  $c_I'/(\gamma_I b)$ .

Условие (5.78) не выполняется, так как  $N_u < F_v$ . Поэтому увеличиваем ширину фундамента и принимаем  $b = 1,2$  м. Получаем новые значения отношения

$$\frac{c_I}{\gamma_I b} = \frac{10}{16,5 \cdot 1,2} = 0,5.$$

Находим по табл. 5.32 новое значение коэффициента  $N_{1,2} = 22,39$  и получаем:

$$N_u = (1/2) 1,2^2 \cdot 1 \cdot 16,5 \cdot 22,39 = 270 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (5.78):  $220 \text{ кН} < 0,9 \cdot 270 / 1,1 = 221 \text{ кН}$ . Устойчивость основания фундамента обеспечена.

### 5.6.3. Расчет устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига

Расчет фундамента на сдвиг по его подошве или по подошве грунтовой подушки производится при действии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент в случае нестабилизированного состояния грунтов основания, а также и стабилизированного, если не выполняется условие (5.83).

При расчете на плоский сдвиг применяется формула

$$\Sigma F_{sa} \leq \gamma_c \Sigma F_{sr} / \gamma_n, \quad (5.92)$$

где  $\Sigma F_{sr}$  и  $\Sigma F_{sa}$  — суммы проекций на плоскость скольжения расчетных сил, соответственно удерживающих и сдвигающих.

Сумма удерживающих сил

$$\Sigma F_{sr} = (F_v - u) \operatorname{tg} \varphi_1 + Ac_1 + E_p \quad (5.93)$$

и сумма сдвигающих сил

$$\Sigma F_{sa} = F_h + E_a, \quad (5.94)$$

где  $F_v$  — нормальная к плоскости скольжения составляющая расчетной нагрузки на фундамент;  $u$  — гидростатическое противодавление (при уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента);  $A$  — площадь подошвы фундамента;  $F_h$  — касательная к плоскости скольжения составляющая нагрузки на фундамент;  $E_p$  и  $E_a$  — равнодействующие пассивного и активного давления грунта.

Равнодействующая пассивного давления грунта на вертикальную грань фундамента определяется по формуле

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_1 d \lambda_p + \frac{c_1 d}{\operatorname{tg} \varphi_1} (\lambda_p - 1), \quad (5.95)$$

где  $d$  — глубина заложения фундамента со стороны возможного выпора грунта;  $\lambda_p$  — коэффициент пассивного давления грунта;  $\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_1/2)$ .

Равнодействующая активного давления грунта вычисляется по выражению

$$E_a = \frac{1}{2} (\gamma_1 d_1 \lambda_a - 2c_1 \sqrt{\lambda_a}) (d_1 - h_c), \quad (5.96)$$

где  $d_1$  — глубина заложения фундамента со стороны противоположной возможному выпору грунта;  $\lambda_a$  — коэффициент активного давления грунта;  $\lambda_a =$

$$= \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_1/2); \quad h_c = 2c_1 \sqrt{\lambda_a} / (\gamma_1 \lambda_a).$$

**Пример 5.19.** Требуется рассчитать фундамент распорной системы по схеме плоского сдвига по подошве. Грунт основания — супесь;  $I_L = 0,5$ ;  $e = 0,65$ ;

$c_n = 6$  кПа;  $\varphi_n = 24^\circ$ ;  $\gamma_1 = 17$  кН/м<sup>3</sup>. Расчетные нагрузки на уровне подошвы фундамента  $F_v = 240$  кН;  $F_h = 110$  кН. Глубина заложения фундамента от уровня планировки  $d = 1$  м, от уровня пола  $d_1 = 1,5$  м. Сооружение III класса. Размеры фундамента получены из расчета по деформациям:  $b = 1,5$  м;  $l = 1$  м.

**Решение.** Расчетные значения прочностных характеристик грунта основания

$$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_g} = 6/1,5 = 4 \text{ кПа}; \quad \varphi_1 = \varphi_n / \gamma_g = 24/1,1 = 22^\circ.$$

Проверяем выполнение условия (5.83). По формуле (5.82)

$$\operatorname{tg} \delta = 110/240 = 0,46; \quad \delta = 25^\circ; \\ \sin 22^\circ = 0,375; \quad \operatorname{tg} \delta > \sin \varphi_1.$$

т. е. условие (5.83) не выполняется и формула (5.82) в рассматриваемом случае неприменима. Расчет следует производить по схеме плоского сдвига (рис. 5.39). Для грунтов засыпки принимаем:

$$\gamma'_1 = 0,95 \gamma_1 = 0,95 \cdot 17 = 16,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$c'_1 = 0,5c_1 = 0,5 \cdot 4 = 2 \text{ кПа};$$

$$\varphi'_1 = 0,9\varphi_1 = 0,9 \cdot 22 = 20^\circ.$$

Для вычисления равнодействующих активного и

пассивного давления по формулам (5.96) и (5.95), предварительно определяем коэффициенты  $\lambda_a$  и  $\lambda_p$ , а также  $h_c$ :

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 20^\circ/2) = 0,49;$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 20^\circ/2) = 2,04;$$

$$h_c = \frac{2 \cdot 2 \sqrt{0,49}}{16,1 \cdot 0,49} = 0,35 \text{ м.}$$

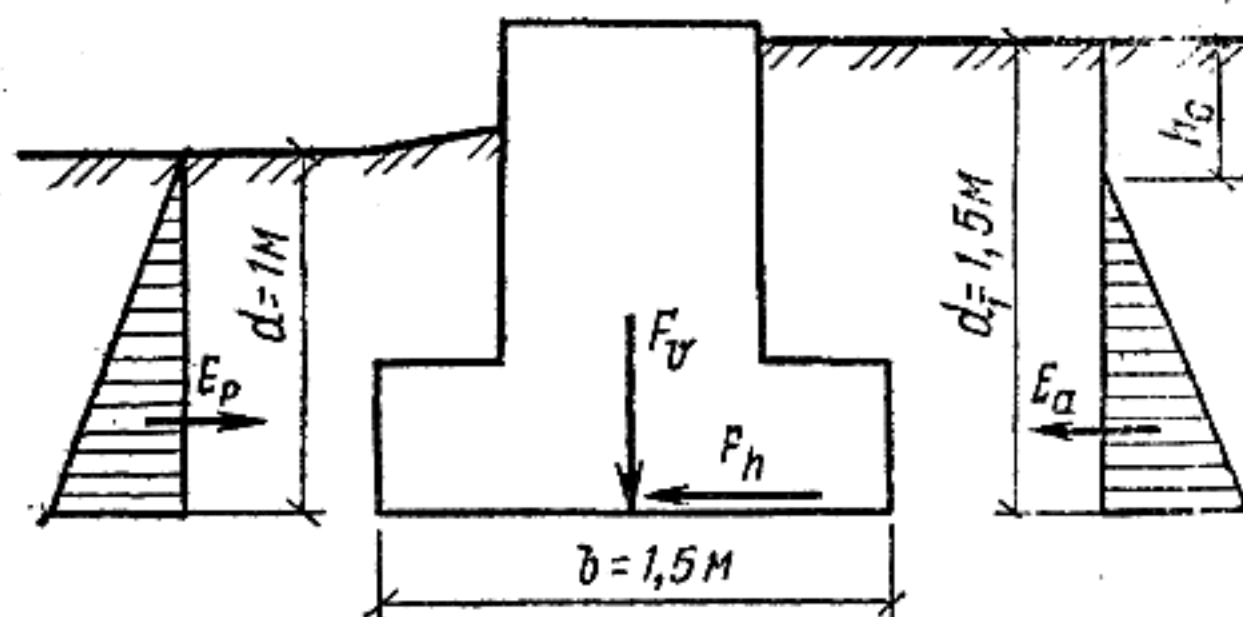


Рис. 5.39. К примеру 5.19

Тогда:

$$E_a = \frac{1}{2} (16,1 \cdot 1,5 \cdot 0,49 - 2 \cdot 2 \sqrt{0,49}) \times \\ \times (1,5 - 0,35) = 3,8 \text{ кН};$$

$$E_p = \frac{1}{2} \left( 16,1 \cdot 1 \cdot 2,04 + \frac{2 \cdot 1}{\operatorname{tg} 20^\circ} \right) (2,04 - 1) = 22 \text{ кН.}$$

Вычисляем суммы удерживающих и сдвигающих сил по формулам (5.93) и (5.94):

$$\Sigma F_{sr} = (240 - 0) \operatorname{tg} 22^\circ + 1,5 \cdot 1 \cdot 4 + 22 = 124 \text{ кН};$$

$$\Sigma F_{sa} = 110 + 3,8 = 113,8 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (5.92):

$$\gamma_c \Sigma F_{sr} / \gamma_n = 0,9 \cdot 124 / 1,1 = 102 \text{ кН} < 113,8 \text{ кН.}$$

Устойчивость фундамента против сдвига по подошве не обеспечена. Увеличение размеров подошвы в рассматриваемом случае практически не дает эффекта (в связи с небольшим удельным сцеплением с), поэтому целесообразнее устройство фундамента с наклонной подошвой или подушки с наклонной подошвой (с проверкой возможности сдвига по контакту «фундамент—подушка»).

#### 5.6.4. Графоаналитический метод расчета несущей способности основания (метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения)

Графоаналитические методы оценки несущей способности используются при сложных расчетных схемах системы «фундамент—основание», для которых аналитические методы не разработаны.

Несущая способность основания определяется графоаналитическим методом с построением круглоцилиндрических поверхностей скольжения в следующих случаях:

основание сложено неоднородными грунтами (кроме случая двухслойного основания, рассмотренного выше);

пригрузка со стороны, противоположной возможному выпору грунта основания, больше  $0,5R$  (где  $R$  — расчетное сопротивление грунта основания);

фундаменты расположены на откосе, вблизи откоса или под откосом;

возможно возникновение нестабилизированного состояния грунтов основания (кроме случаев, для которых имеются аналитические методы расчета).

В методе круглоцилиндрических поверхностей скольжения значение предельной нагрузки на основание не определяется, а вычисляется коэффициент устойчивости  $k$ , значение которого для всех возможных поверхностей скольжения должно быть не менее 1,2. Коэффициент устойчивости ленточного фундамента для принятой поверхности скольжения вычисляется по формуле, в которой моменты даны на 1 м длины фундамента:

$$k = \frac{\sum M_{sr}}{\sum M_{sa}} = \frac{rb[\sum (p_i + \gamma_{li} h_i) \operatorname{tg} \varphi_{li} \cos \alpha_i + \sum (c_{li} / \cos \alpha_i)]}{\sum E_m l_m + F_v a + rb \sum \gamma_{li} h_i \sin \alpha_i} \quad (5.97)$$

где  $\sum M_{sa}$  и  $\sum M_{sr}$  — суммы моментов сдвигающих и удерживающих сил относительно центра вращения;  $r$  — радиус поверхности скольжения;  $b$  — ширина элементарных вертикальных полос, на которые делится сдвигаемый массив;  $p_i$  — средняя (в пределах ширины полосы) ордината эпюры давлений на грунт от сооружения без учета противодействия воды, определяемая по формуле для внецентренного сжатия;  $h_i$  — средняя высота  $i$ -й полосы грунта;  $\gamma_{li}$  — расчетное значение удельного веса грунта в пределах  $i$ -й полосы, принимаемое с учетом взвешивающего действия воды;  $\varphi_{li}$  — расчетное значение угла внутреннего трения грунта по площадке скольжения в пределах рассматриваемой полосы;  $\alpha_i$  — угол между вертикалью и нормалью к  $i$ -й площадке скольжения;  $c_{li}$  — расчетное значение удельного сцепления грунта по площадке скольжения в пределах  $i$ -й полосы;  $E_m$  — равнодействующая активного давления  $m$ -го слоя грунта на боковую грань фундамента, определяемая по формуле (5.93);  $l_m$  — расстояние от линии действия силы  $E_m$  до горизонтали, проходящей через центр поверхности скольжения;  $F_v$  — равнодействующая вертикальных нагрузок на уровне подошвы фундамента;  $a$  — расстояние от центра поверхности скольжения до линии действия силы  $F_v$ .

Произведение  $\gamma_{li} h_i \sin \alpha_i$  в формуле (5.97) для нисходящей части кривой скольжения принимается со знаком «+», а для восходящей — со знаком «-».

Положение центра и радиус наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности при отсутствии связей фундамента с конструктивными элементами здания определяются следующим образом (рис. 5.40). В окрестности центра предполагаемой поверхности скольжения проводим горизонтальную линию  $I-I$ . На этой линии отмечаем несколько положений предполагаемых центров  $O_1, O_2, O_3, \dots$  поверхностей скольжения и вычисляем для них коэффициент устойчивости. Через точку  $A$ , соответствующую минимальному значению коэффициента устойчивости, проводим вертикальную прямую

$II-II$  и на ней отмечаем новые предположительные положения центров  $O'_1, O'_2, O'_3, \dots$ . Для каждого из этих центров вновь проводим расчет по формуле (5.97). Полученное минимальное значение  $k$  сравниваем с его допустимым значением. Если  $k$  меньше допустимого, следует увеличить размеры фундамента или устроить подушку из более прочного грунта.

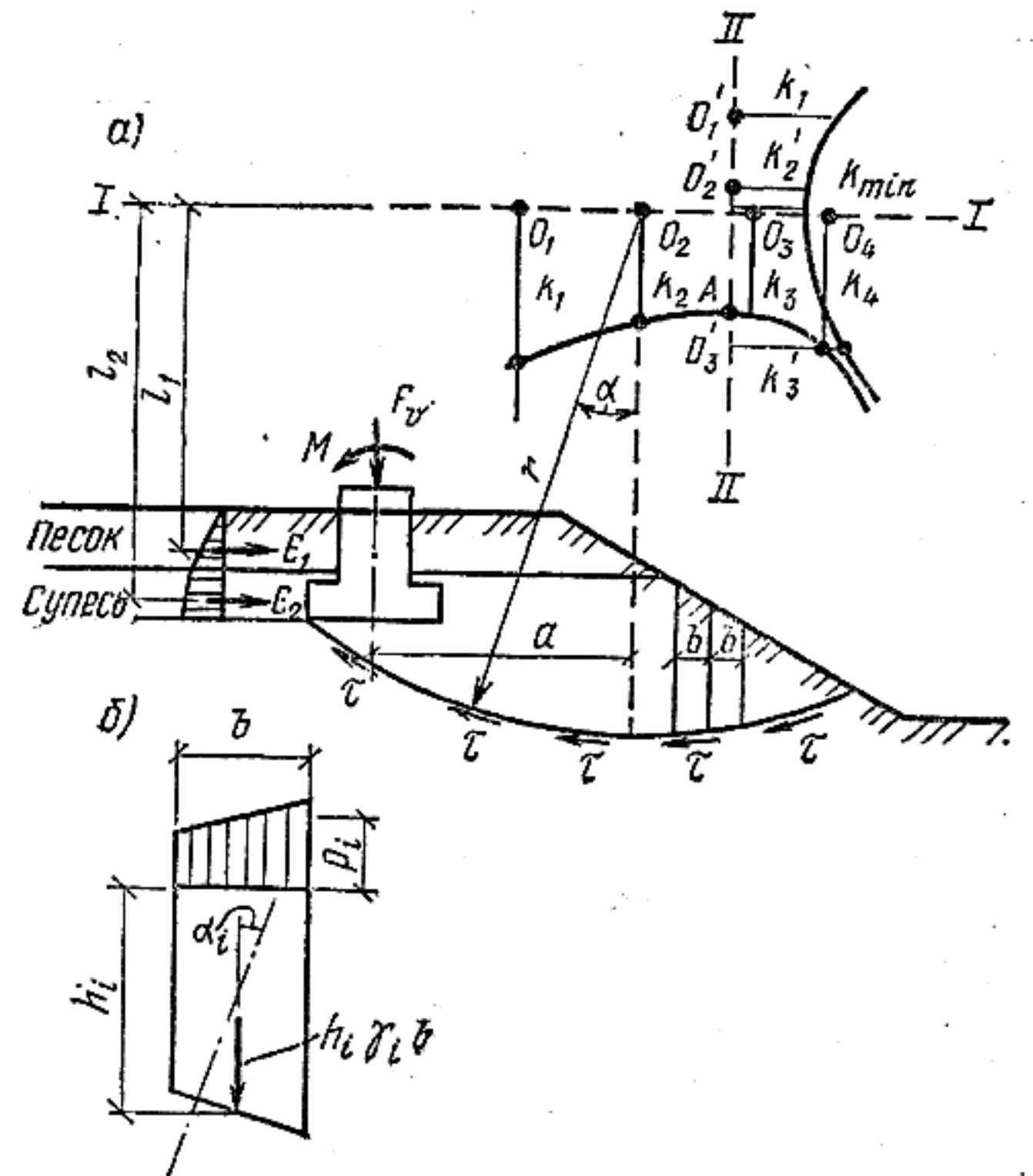


Рис. 5.40. К расчету несущей способности оснований по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения  
а — расчетная схема; б — усилия, действующие на  $i$ -ю полоску

При наличии связей фундамента с конструктивными элементами зданий (перекрытиями, анкерами и др.) за центр поверхности скольжения может приниматься точка опирания фундамента.

**Пример 5.20.** Следует оценить несущую способность основания методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Фундамент (ленточный) является стеной подвала. Размеры фундамента, нагрузки и грунтовые условия приведены на рис. 5.41. В точке  $A$  фундамент связан с междуэтажным перекрытием. Верхний слой грунта толщиной 2,3 м — суглинок с  $\gamma_1 = 18 \text{ кН/м}^3$ ;  $\varphi_1 = 20^\circ$  и  $c_1 = 15 \text{ кПа}$ ; подстилающий грунт — глина с  $\gamma_1 = 18,5 \text{ кН/м}^3$ ;  $\varphi_1 = 6^\circ$ ;  $c_1 = 19 \text{ кПа}$ ; грунт обратной засыпки (выполняется на всю высоту из суглинка) имеет характеристики  $\gamma'_1 = 0,95\gamma_1 = 0,95 \cdot 18 = 17 \text{ кН/м}^3$ ;  $\varphi'_1 = 0,9\varphi_1 = 0,9 \cdot 20 = 18^\circ$ ;  $c'_1 = 0,5c_1 = 0,5 \cdot 15 = 7,5 \text{ кПа}$ . Вертикальная нагрузка  $N = 200 \text{ кН/м}$  приложена с эксцентриситетом  $e = 0,25 \text{ м}$ . Ширина подошвы фундамента, полученная расчетом по деформациям, равна 2 м. Для уменьшения размеров фундамента применена песчаная подушка толщиной 0,5 м с характеристиками  $\gamma_1 = 17 \text{ кН/м}^3$ ;  $\varphi_1 = 34^\circ$ ;  $c_1 = 1 \text{ кПа}$ . Ширина подошвы в этом случае принята равной 1,5 м. Вес 1 м длины фундамента  $G = 98 \text{ кН}$ .

**Решение.** Поскольку фундамент загружен внецентренной наклонной нагрузкой и следует принимать во внимание активное давление грунта, расчет

ТАБЛИЦА 5.33. К ПРИМЕРУ 5.20

Полоса	$h_i$	$\gamma_{1i}$	$\gamma_{1i}h_i$	$\alpha_i$	$p_i$	$\varphi_{1i}$	$c_{1i}$	$\frac{c_{1i}}{\cos \alpha_i}$	$(p_i + \gamma_{1i}h_i) \times \times \operatorname{tg} \varphi_{1i} \cos \alpha_i$	$\gamma_{1i}h_i \sin \alpha_i$
1-я	0,1	17	1,7	13°40'	110	34	1	1,03	73	0,39
2-я	0,2	17	3,4	7°	200	34	1	1,0	134	0,41
3-я	0,2	17	3,4	0°	280	34	1	1,0	190	0
4-я	1,1	18,5	20,4	7°	0	6	19	19,2	2,0	-2,34
5-я	1,0	18,5	18,5	13°50'	0	6	19	19,6	1,8	-4,25
6-я	0,9	18,5	16,6	21°	0	6	19	20,2	1,6	-6,00
7-я	0,7	18,5	12,95	28°25'	0	6	19	21,6	1,1	-6,05
8-я	0,35	18,5	6,4	36°25'	0	6	19	23,8	0,5	-3,76
								$\Sigma=107,43$	$\Sigma=404$	$\Sigma=-21,60$

по несущей способности основания является необходимым. Формула (5.79) в данном случае неприменима в силу неоднородности основания, поэтому расчет выполняем методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения по формуле (5.97). Учитывая, что фундамент в верхней части имеет неподвижную опору, за центр поверхности скольжения принимаем точку А. Радиус поверхности скольжения  $r=AB=$

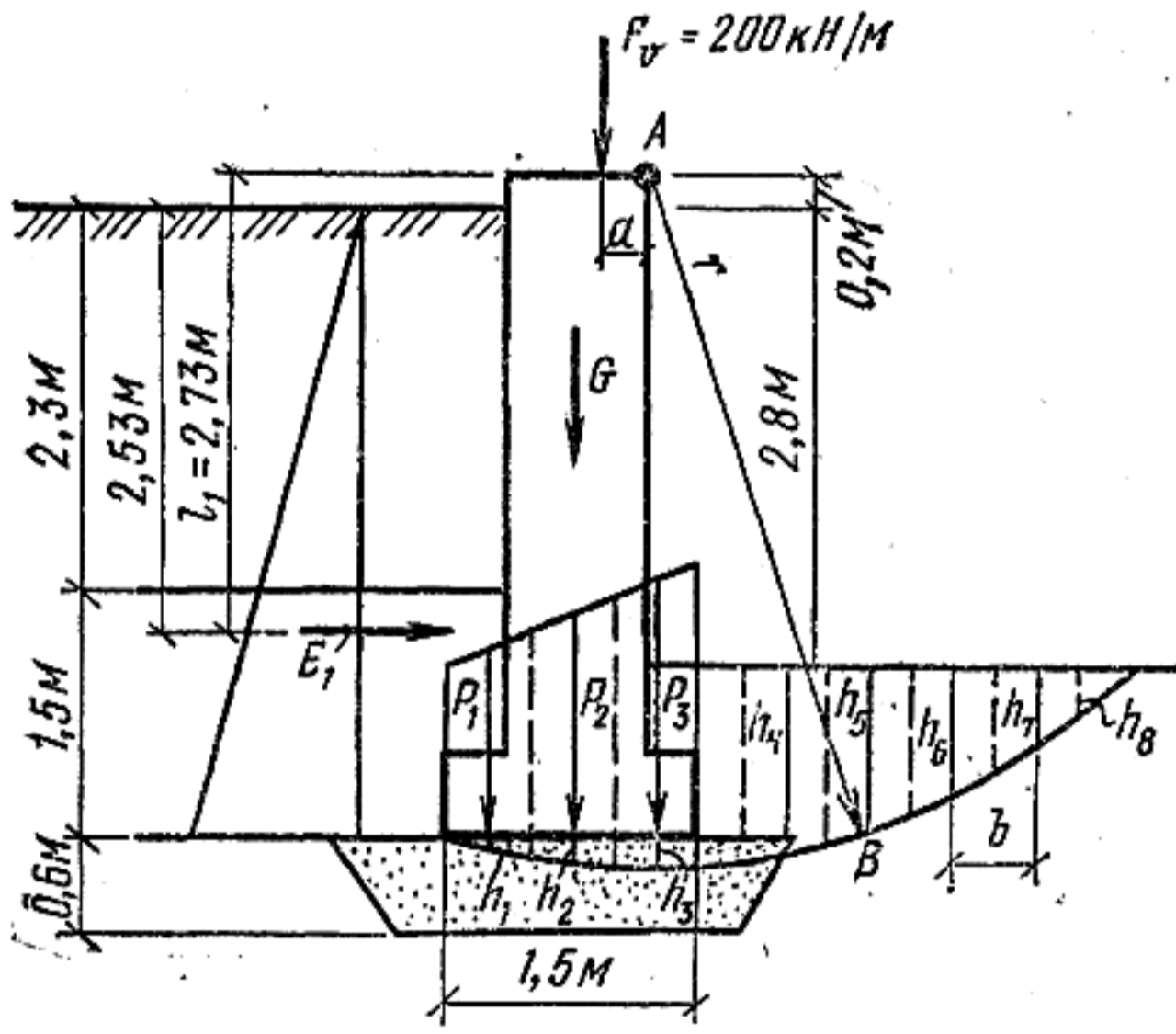


Рис. 5.41. К примеру 5.20

$=4,2$  м. Величины крайних напряжений под подошвой фундамента:  $p_{\max} = 331$  кПа;  $p_{\min} = 65$  кПа.

Разбиваем массив грунта, ограниченный предполагаемой поверхностью скольжения, на восемь полос шириной  $b=0,5$  м.

Значения параметров и их произведения, входящие в формулу (5.97), сводим в табл. 5.33.

Для определения равнодействующей активного давления грунта  $E_a$  с использованием формулы (5.96) необходимо предварительно вычислить  $\lambda_a$  и  $h_c$  для слоя суглинка:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 (45 - 18/2) = 0,53;$$

$$h_c = \frac{2 \cdot 7,5 \sqrt{0,53}}{17 \cdot 0,53} = 1,2 \text{ м.}$$

Тогда

$$E_a = \frac{1}{2} (17 \cdot 3,8 \cdot 0,53 - 2 \cdot 7,5 \sqrt{0,53}) (3,8 - 1,2) = 30 \text{ кГ.}$$

Подставляя результаты вычислений в формулу (5.97), получаем:

$$k = \frac{4,2 \cdot 0,5 (404 + 107,43)}{30 \cdot 2,5 + 98 \cdot 0,5 + 200 \cdot 0,25 + 4,2 \cdot 0,5 (-21,60)} = 8,2 > 1,2.$$

Устойчивость фундамента обеспечена.

### 5.6.5. Несущая способность оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами, а также илами

Несущая способность медленно уплотняющихся водонасыщенных глинистых и заторфованных грунтов оснований (при степени влажности  $S_r \geq 0,85$  и коэффициенте консолидации  $c_v \leq 10^7$  см<sup>2</sup>/год) определяется, как правило, с учетом нестабилизированного состояния грунтов; условие прочности имеет вид:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (5.98)$$

где  $\sigma$  — полное нормальное напряжение в рассматриваемой точке, складывающееся из напряжений в скелете грунта и избыточного давления в поровой воде  $u$ .

Избыточное давление в поровой воде определяется методами теории фильтрационной консолидации грунтов с учетом скорости увеличения нагрузки на основание в период строительства и эксплуатации сооружений.

При высоких темпах возведения сооружения или его нагружения эксплуатационными нагрузками, а также при отсутствии в основании дренирующих слоев или специальных дренирующих устройств несущую способность оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными грунтами, допускается определять в запас надежности без учета угла внутреннего трения грунтов ( $\varphi=0$ ) или принимать значения  $\varphi_1$  и  $c_1$ , соответствующими нестабилизированному состоянию грунтов основания. В этих случаях предельная нагрузка на однородное основание, простирающееся ниже подошвы фундамента на глубину не менее  $0,75b$ , при отсутствии более слабого подстилающего слоя для вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания ленточного фундамента (на 1 м длины) определяется по формуле

$$N_u = b' [q + (\pi + 1 - \alpha + \cos \alpha) c_1], \quad (5.99)$$

где  $\alpha$  — угол, рад:

$$\alpha = \arcsin \frac{F_h}{b' c_1}; \quad (5.100)$$

здесь  $F_h$  — горизонтальная составляющая внешней нагрузки на 1 м длины фундамента;  $q$  — пригрузка



со стороны предполагаемого выпора грунта (с учетом веса пола подвала или технического подполья).

Кроме расчета по формуле (5.99) необходима проверка устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига по подошве по формуле (5.92). Размеры фундамента при этом определяются по менее благоприятному варианту расчета.

При отсутствии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент ( $F_h=0$ ) формула (5.99) для ленточного фундамента принимает вид:

$$N_u = b' (q + 5,14c_1). \quad (5.101)$$

### 5.7. МЕРОПРИЯТИЯ ПО УМЕНЬШЕНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЙ И ВЛИЯНИЯ ИХ НА СООРУЖЕНИЕ

Для выполнения требований расчета оснований по предельным состояниям, кроме возможности и целесообразности изменения размеров фундаментов в плане или глубины их заложения (включая прорезку грунтов с неудовлетворительными свойствами), введения дополнительных связей, ограничивающих перемещения фундаментов, применения других типов фундаментов, изменения нагрузок на основание и т. д., следует рассмотреть необходимость применения:

мероприятий по предохранению грунтов основания от ухудшения их свойств;

мероприятий, направленных на преобразование строительных свойств грунтов;

конструктивных мероприятий, уменьшающих чувствительность сооружений к деформациям основания.

При проектировании следует также учитывать возможность регулирования усилий в конструкциях сооружения, возникающих при его взаимодействии с основанием.

Выбор какого-либо мероприятия или комплекса мероприятий должен производиться с учетом технико-экономического сравнения возможных вариантов.

К мероприятиям, предохраняющим грунты от ухудшения их строительных свойств, относятся:

водозащитные мероприятия на площадках, сложенных грунтами, чувствительными к изменению влажности (соответствующая компоновка генеральных планов; вертикальная планировка территории, обеспечивающая сток поверхностных вод; устройство дренажей, противофильтрационных завес и экранов; прокладка водоводов в специальных каналах или размещение их на безопасных расстояниях от со-

оружения; контроль за возможными утечками воды и т. п.);

защита грунтов основания от химически активных жидкостей, способных привести к просадкам, набуханию, активизации карстово-суффозионных явлений, повышению агрессивности подземных вод и т. п.;

ограничение источников внешних воздействий (например, вибраций);

предохранительные мероприятия, осуществляемые в процессе строительства сооружений (сохранение природной структуры и влажности грунтов; соблюдение технологии устройства оснований, фундаментов, подземных и надземных конструкций, не допускающей изменения принятой в проекте схемы и скорости передачи нагрузки на основание, в особенности при наличии в основании медленно консолидирующихся грунтов, и т. п.).

Преобразование строительных свойств грунтов основания (устройство искусственных оснований) достигается:

уплотнением грунтов (трамбованием тяжелыми трамбовками; устройством грунтовых свай; вытрамбовыванием котлованов под фундаменты; предварительным замачиванием грунтов; использованием энергии взрыва; глубинным гидровиброуплотнением; вибрационными машинами, катками и т. п.);

полной или частичной заменой грунтов основания (в плане и по глубине) подушками из песка, гравия, щебня и т. п.;

устройством насыпей (отсыпкой или гидронамывом);

закреплением грунтов (химическим, электрохимическим, бурсмесительным, термическим и другими способами);

введением в грунт специальных добавок (например, засолением грунта или пропиткой его нефтепродуктами для ликвидации пучинистых свойств);

армированием грунта (введением специальных пленок, сеток и т. п.).

В отдельных случаях преобразование строительных свойств грунтов (устройство искусственных оснований) целесообразно выполнять для достижения переменной жесткости основания с целью уменьшения усилий в конструкциях сооружения, возникающих при его взаимодействии с основанием.

Конструктивные мероприятия, уменьшающие чувствительность сооружений к деформациям основания, включают:

рациональную компоновку сооружения в плане и по высоте;

повышение прочности и пространственной жесткости сооружений, достигаемое усилением конструкций (особенно конструкций фунда-

ментно-подвальной части), в соответствии с результатами расчета сооружений во взаимодействии с основанием (введение дополнительных связей в каркасных конструкциях; устройство железобетонных или армокаменных поясов; разрезка сооружений на отсеки и т. п.);

увеличение податливости сооружений (если это позволяют технологические требования) за счет применения гибких или разрезных конструкций;

устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружения и рихтовки технологического оборудования.

Габариты приближения к строительным конструкциям подвижного технологического оборудования (мостовых кранов, лифтов и т. п.) должны обеспечивать его нормальную эксплуатацию с учетом возможных деформаций основания.

К мероприятиям, позволяющим уменьшить усилия в конструкциях сооружения при взаимодействии его с основанием, относятся:

размещение сооружения на площади застройки с учетом ее инженерно-геологического

строения и возможных источников вредных влияний (линз слабых или, наоборот, прочных грунтов, старых горных выработок, карстовых полостей, внешних водоводов и т. п.);

применение соответствующих конструкций фундаментов (например, фундаментов с малой боковой поверхностью на подрабатываемых территориях и при наличии в основании пучинистых грунтов);

засыпка пазух и устройство под фундаментами подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением, применение специальных антифрикционных покрытий, разработка временных компенсационных траншей для уменьшения усилий от горизонтальных деформаций оснований (например, в районах горных выработок);

регулирование сроков замоноличивания стыков сборных и сборно-монолитных конструкций;

обоснованная скорость и последовательность возведения отдельных частей сооружения.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах. — М.: Стройиздат, 1979. — 39 с.
2. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1978. — 375 с.
3. Строительные нормы и правила. Нагрузки и

- воздействия. СНиП II-6-74. — М.: Стройиздат, 1975.
4. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1984.
5. Строительные нормы и правила. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. СНиП II-18-76. — М.: Стройиздат, 1977.