

Основания и фундаменты

Фундамент — одна из самых ответственных частей здания, воспринимающая нагрузку от надземных частей здания.

Фундаментом называется подземная часть здания, передающая нагрузку от надземных частей здания на основание.

Подошвой фундамента называется нижняя часть фундамента, совмещенная с поверхностью основания.

Глубиной заложения фундамента называется расстояние от планировочной отметки земли до подошвы фундамента.

Основанием называется толща грунта, воспринимающая нагрузку от сооружения.

- **Классификация фундаментов**

- **По назначению**

- Несущий
- Комбинированный, то есть способный, в дополнение к несущим функциям, выполнять еще и функции сейсмической защиты.

- **По материалу**

- Каменный:
 - бутовый;
 - бутобетонный;
 - кирпичный.
- Железобетонный:
 - сборный;
 - монолитный.

- **По типу конструкции**
- Столбчатый
- Ленточный (сборный или монолитный):
 - заглубленный (ниже глубины промерзания);
 - малозаглубленный (выше глубины промерзания);
- Свайный (сборный или монолитный):
 - на забивных сваях;
 - на трубобетонных сваях;
 - на буронабивных сваях;
 - на набивных сваях;
 - на сваях-оболочках;
- Свайно-плитный фундамент
- Плитный
- Глубокого заложения

Классификация фундаментов

по глубине заложения

- *глубокозаглубленные*
- *мелкозаглубленные*

по используемому материалу

- *кирпичные*
- *железобетонные*
- *бетонные*
- *бутовые*
- *бутобетонные*
- *деревянные*

по способу изготовления

- *сборные*
- *монолитные*
- *комбинированные*

по виду конструкции

- *ленточные*
- *столбчатые*
- *плитные*
- *свайные*

1. Фундаменты мелкого заложения

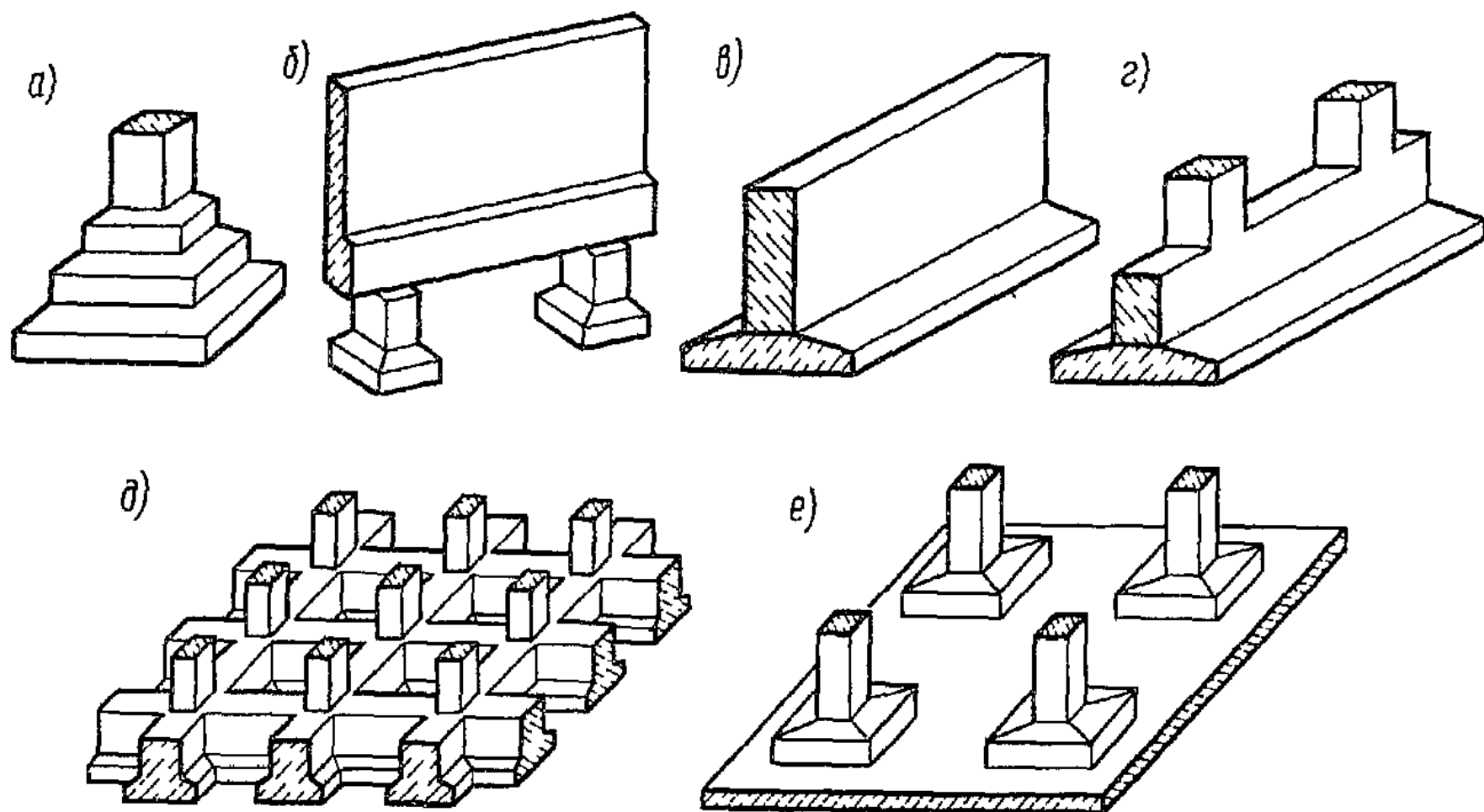


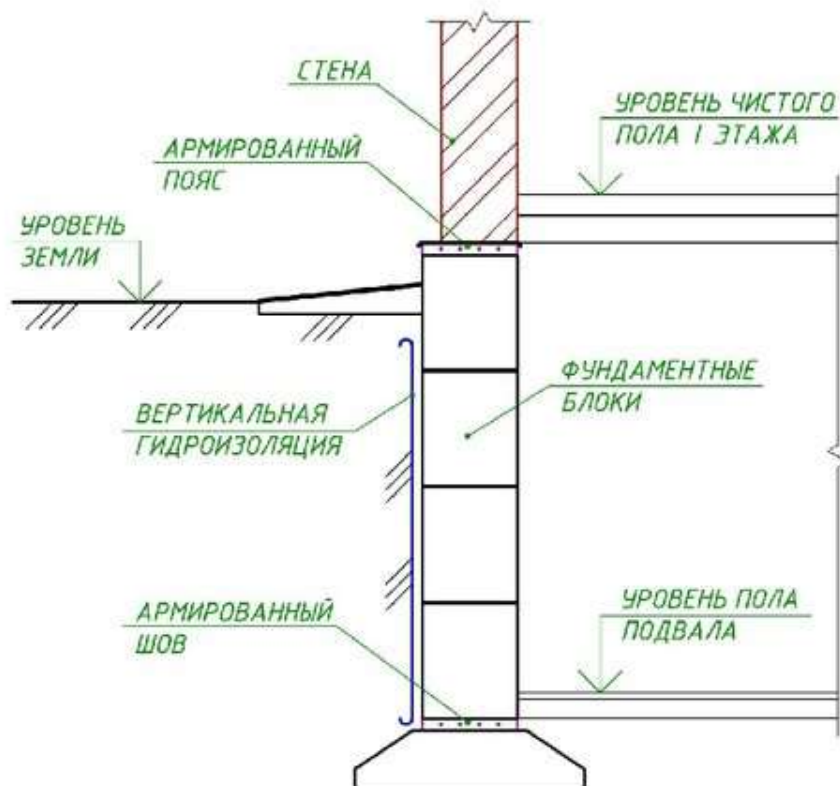
Рис. 10.2. Основные типы фундаментов мелкого заложения:

а — отдельный фундамент под колонну; *б* — отдельные фундаменты под стену; *в* — ленточный фундамент под стену; *г* — то же, под колонны; *д* — то же, под сетку колонн; *е* — сплошной (плитный) фундамент

1.1. Ленточный фундамент

- **Ленточный фундамент**
- Это вид фундамента, который, несмотря на свою массивность, отличается довольно простой технологией возведения.
- Именно этот вид фундаментов очень часто используется в индивидуальном строительстве, хотя устройство ленточного фундамента — это достаточно трудоемкий и материалоемкий процесс.
- Подобный фундамент представляет собой полосу из железобетона, которая проходит по всему периметру возводимого здания.

СХЕМА УСТРОЙСТВА АРМИРОВАННЫХ ШВОВ И ПОЯСОВ



Фундаментные блоки укладываются на фундаментные подушки в виде лент на цементно-песчаном растворе с обязательной перевязкой швов.

Подушка укладывается на слой утрамбованного песка толщиной $100 \div 150$ мм.

Толщина швов принимается 20 мм.

При возведении ленточных фундаментов на сильно сжимаемых грунтах или на площадках с неравномерным напластованием грунтов, значительно отличающихся по сжимаемости, необходимо устраивать:

- 1) **армированный шов** поверх фундаментных блоков-подушек;
- 2) **армированный пояс** поверх последнего ряда фундаментных стеновых блоков.

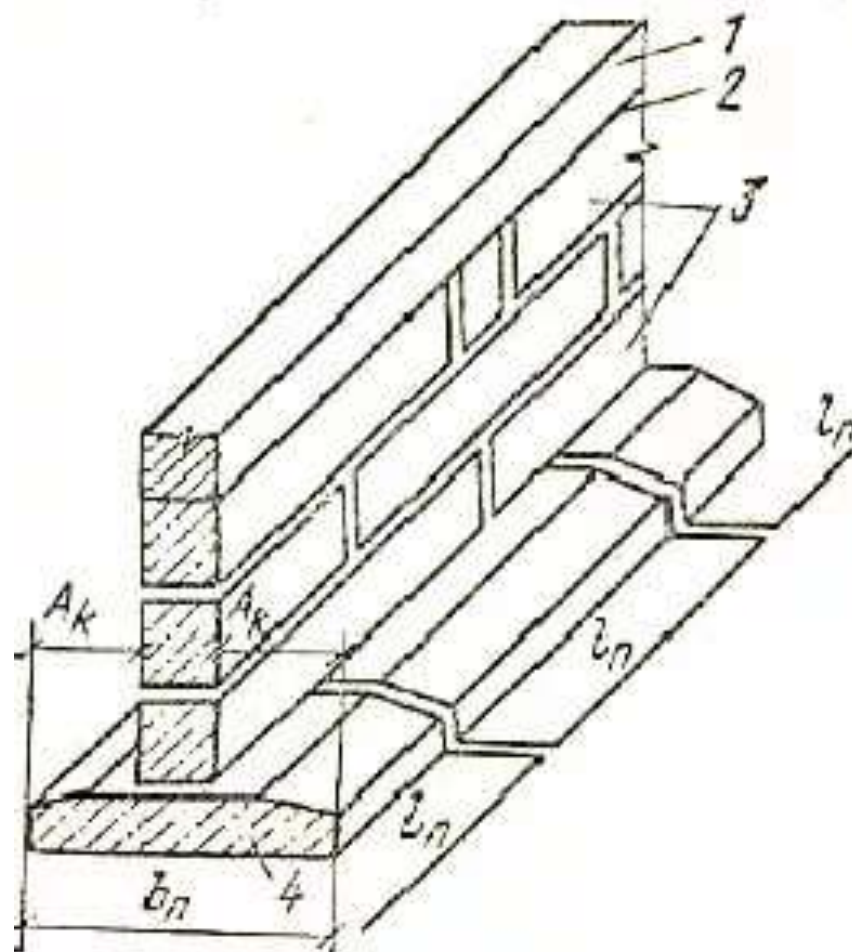
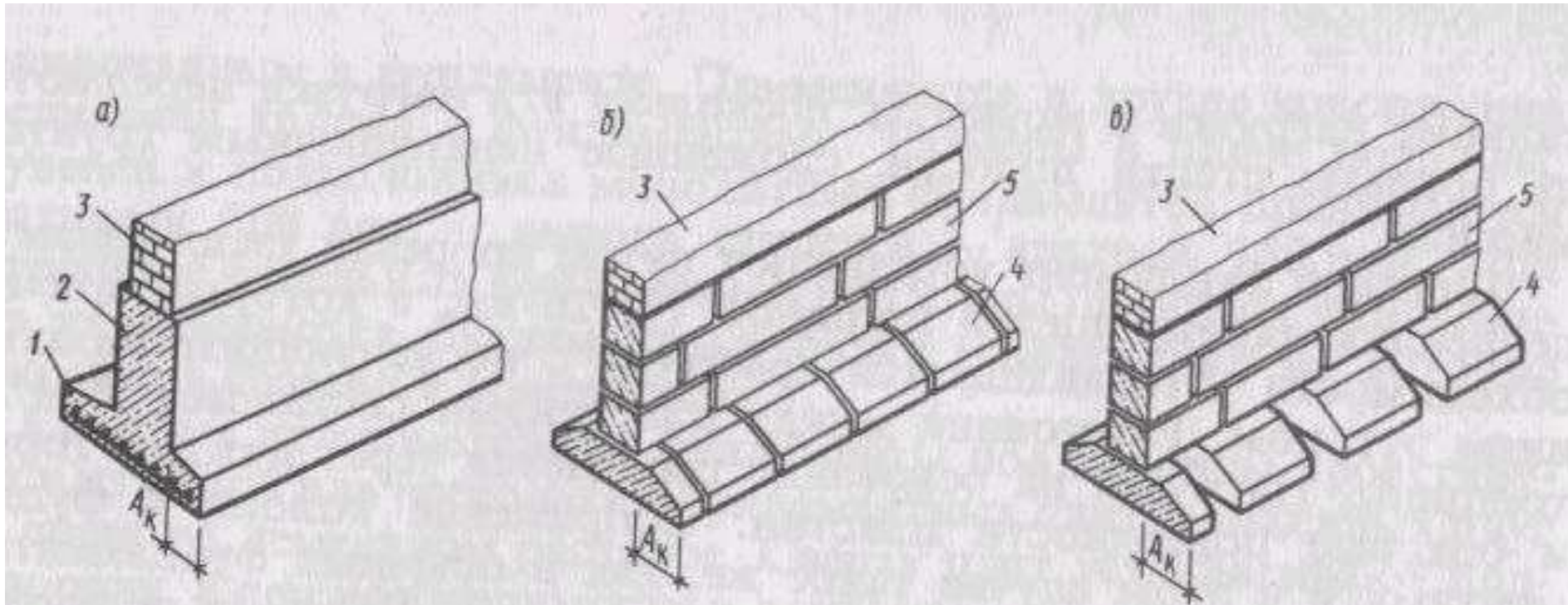


Рисунок 4.1 – Ленточный сборный фундаментов:

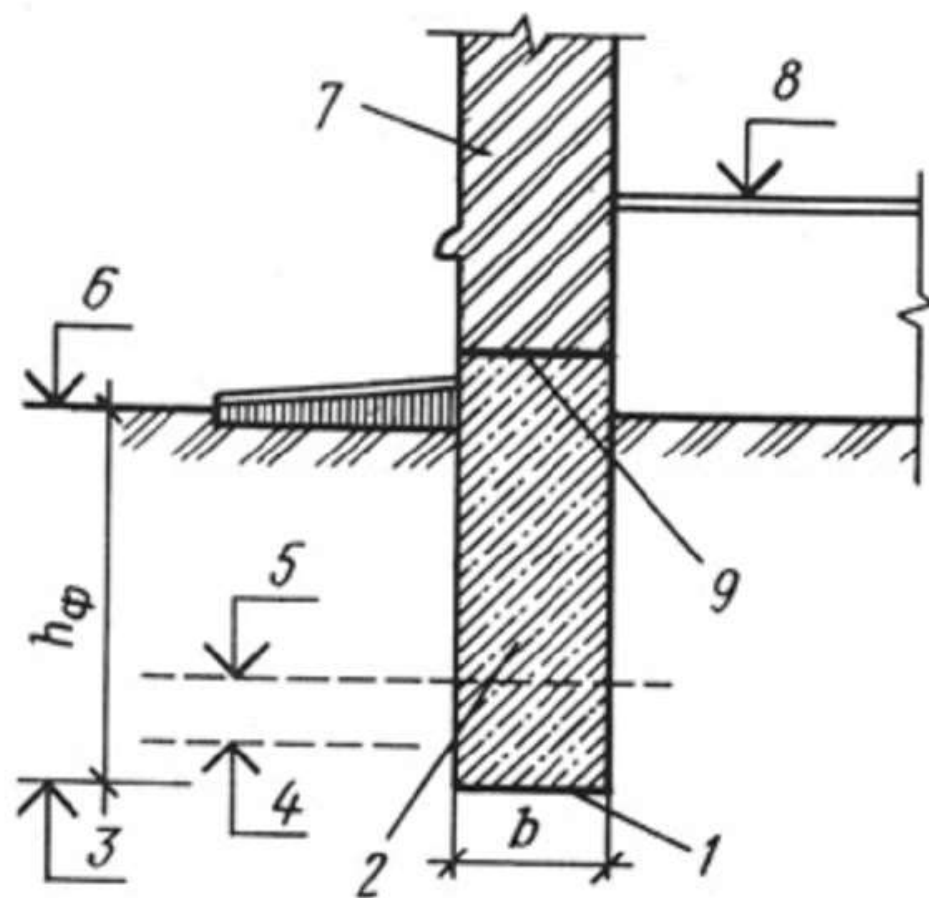
1 – стена здания; 2 – гидроизоляция; 3 – блоки стены подвала (ФБС); 4 – фундаментная подушка (ФЛ).

Ленточные фундаменты



а) монолитный ленточный фундамент; б) сборный ленточный фундамент – сплошной; в) - сборный ленточный фундамент – прерывистый;
1 - монолитная железобетонная плита ленточного фундамента; 2 - монолитная бетонная стена ленточного фундамента; 3 – кирпичная стена; 4 – сборная фундаментная плита; 5 – бетонный стеновой фундаментный блок; A_k – размер консольной части фундамента.

Схема для определения глубины заложения фундамента

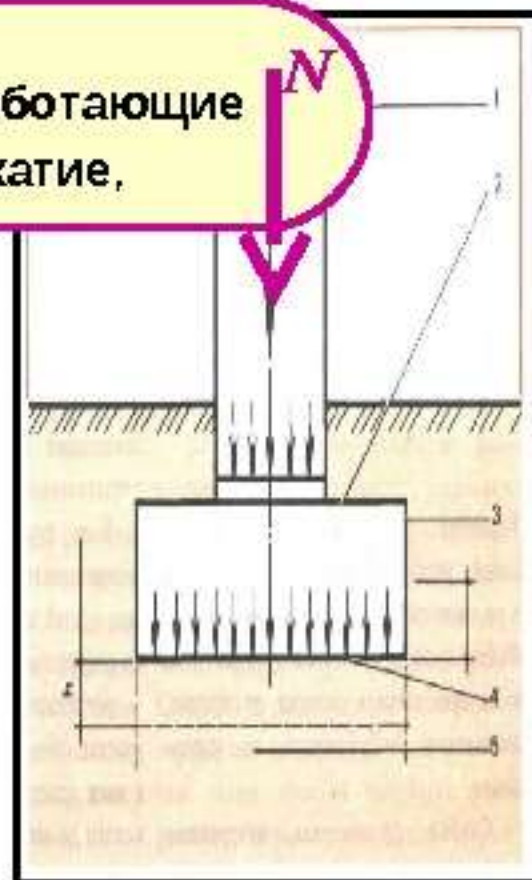
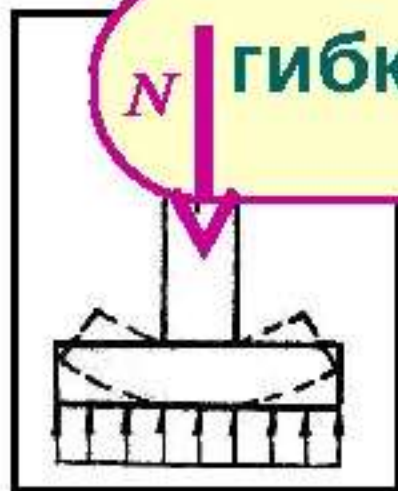


- 1- подошва фундамента;
- 2- тело фундамента;
- 3- отметка глубины заложения фундамента;
- 4- отметка глубины промерзания фундамента;
- 5- отметка уровня грунтовых вод;
- 6- планировочная отметка земли;
- 7- стена;
- 8- уровень пола 1-го этажа;
- 9- обрез фундамента;
- b - ширина подошвы фундамента

По характеру работы фундаменты бывают:

жесткие - работающие
только на сжатие,

гибкие - работающие
на изгиб

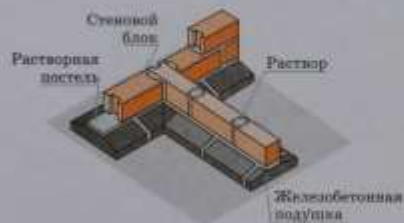




УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ ИЗ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

№9

ФРАГМЕНТ СБОРНОГО ФУНДАМЕНТА



ПЕРЕНОС РАЗБИВОЧНЫХ ОСЕЙ



УСТРОЙСТВО ПОСТЕЛИ ИЗ ПЕСКА



УКЛАДКА ФУНДАМЕНТНОЙ ПОДУШКИ



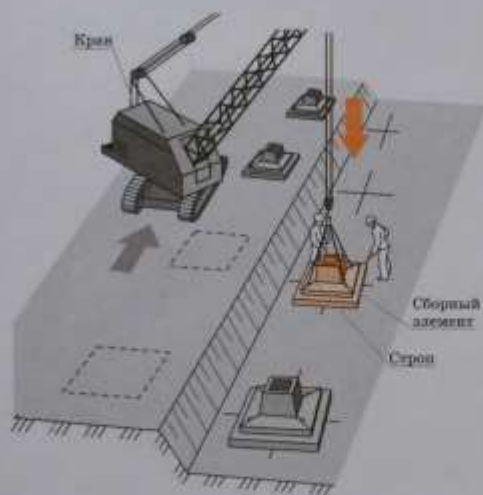
ВЫВЕРКА В ПЛАНЕ ПОЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТНОЙ ПОДУШКИ



УСТАНОВКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПОДКОЛОННИКА



МОНТАЖ ФУНДАМЕНТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ КРАНА



ПРОВЕРКА ОТМЕТКИ ДНА СТАКАНА ФУНДАМЕНТА



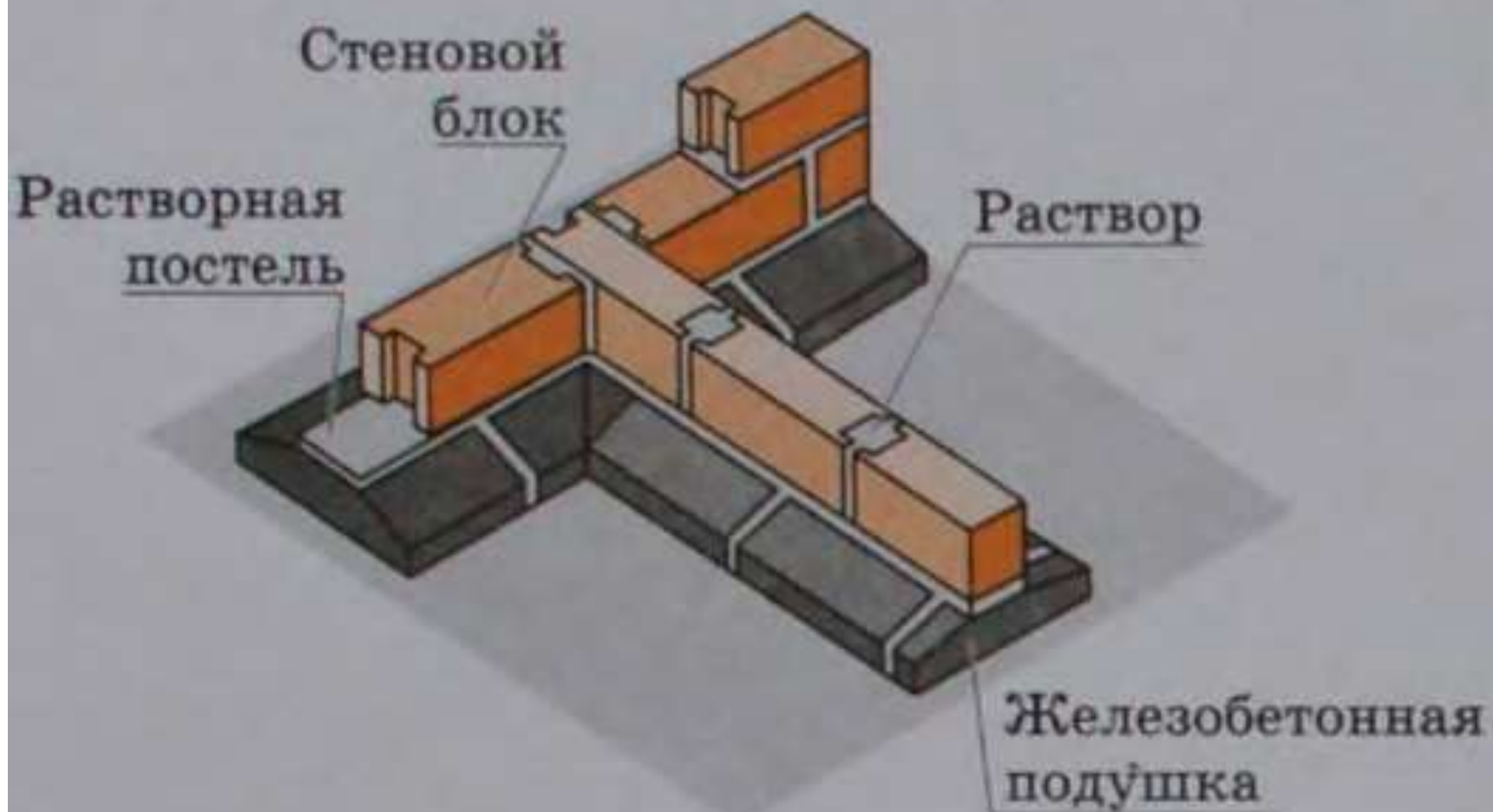
УСТАНОВКА СТЕНОВОГО БЛОКА



РИХТОВКА СТЕНОВОГО БЛОКА



ФРАГМЕНТ СБОРНОГО ФУНДАМЕНТА



ПЕРЕНОС РАЗБИВОЧНЫХ ОСЕЙ



УСТРОЙСТВО ПОСТЕЛИ ИЗ ПЕСКА

Установленный
сборный
элемент



Песчаное
основание

Лопата

УКЛАДКА ФУНДАМЕНТНОЙ ПОДУШКИ

Установленный
сборный
элемент

Строп

Монтируемый
элемент

Песчаное
основание



ВЫВЕРКА В ПЛАНЕ ПОЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТНОЙ ПОДУШКИ



УСТАНОВКА СТЕНОВОГО БЛОКА



РИХТОВКА СТЕНОВОГО БЛОКА















16.07.2007 16:10

Ф12.12.У
10.3.8 К94
m-0.787

Ф12.12.У
10.3.8 К94
m-0.787

Ф12.12.У
10.3.8 К94
m-0.787

Ф12.12.У
10.3.8 К94
m-0.787



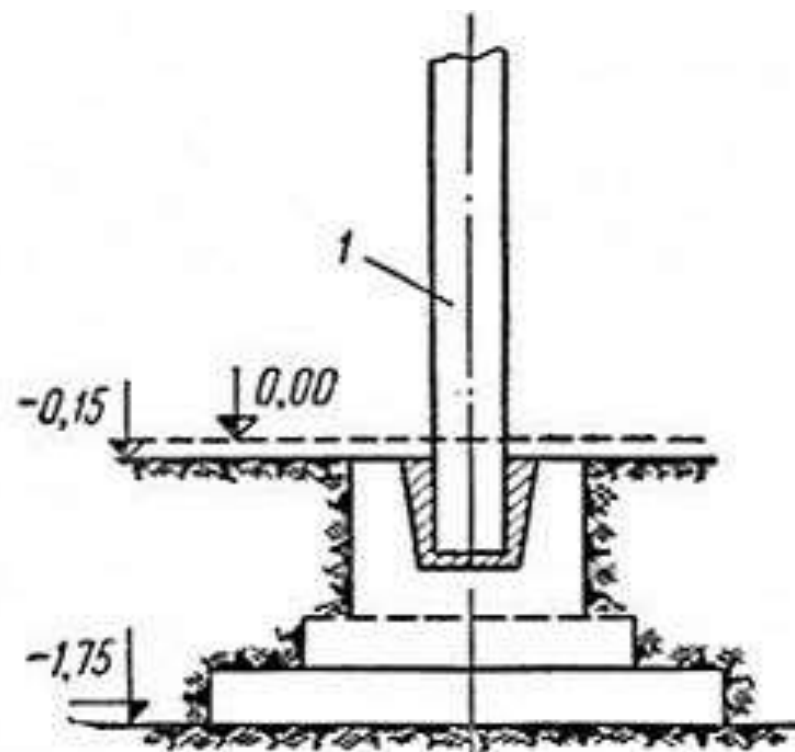
Ф10.24.4
15.3.8
к9

Ф12.24.4
9.3.8 к9_н
m-1.63r

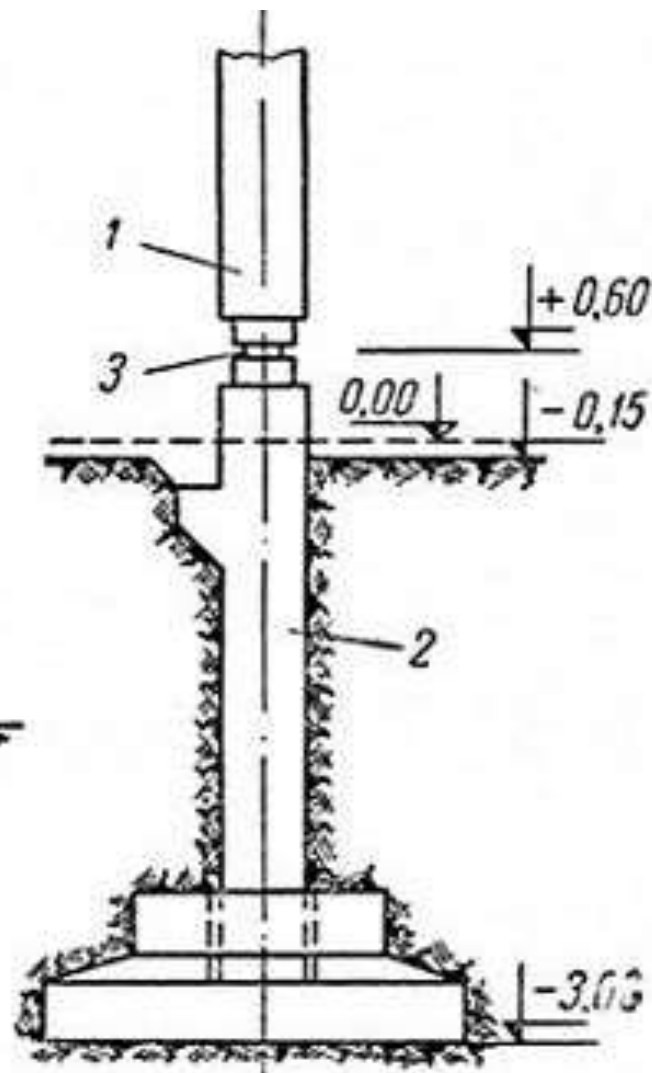
Ф10.24.4
15.3.8 к9_н
m-1.38r

Ф10.24.4
16.3.8 к9_н
m-1.38r

1.2. Столбчатый фундамент



а)



б)

Фундаменты стаканного типа:

а — высокие, б — с подколонником;

1 — колонна, 2 — подколонник, 3 — стык колонны с подколонником.

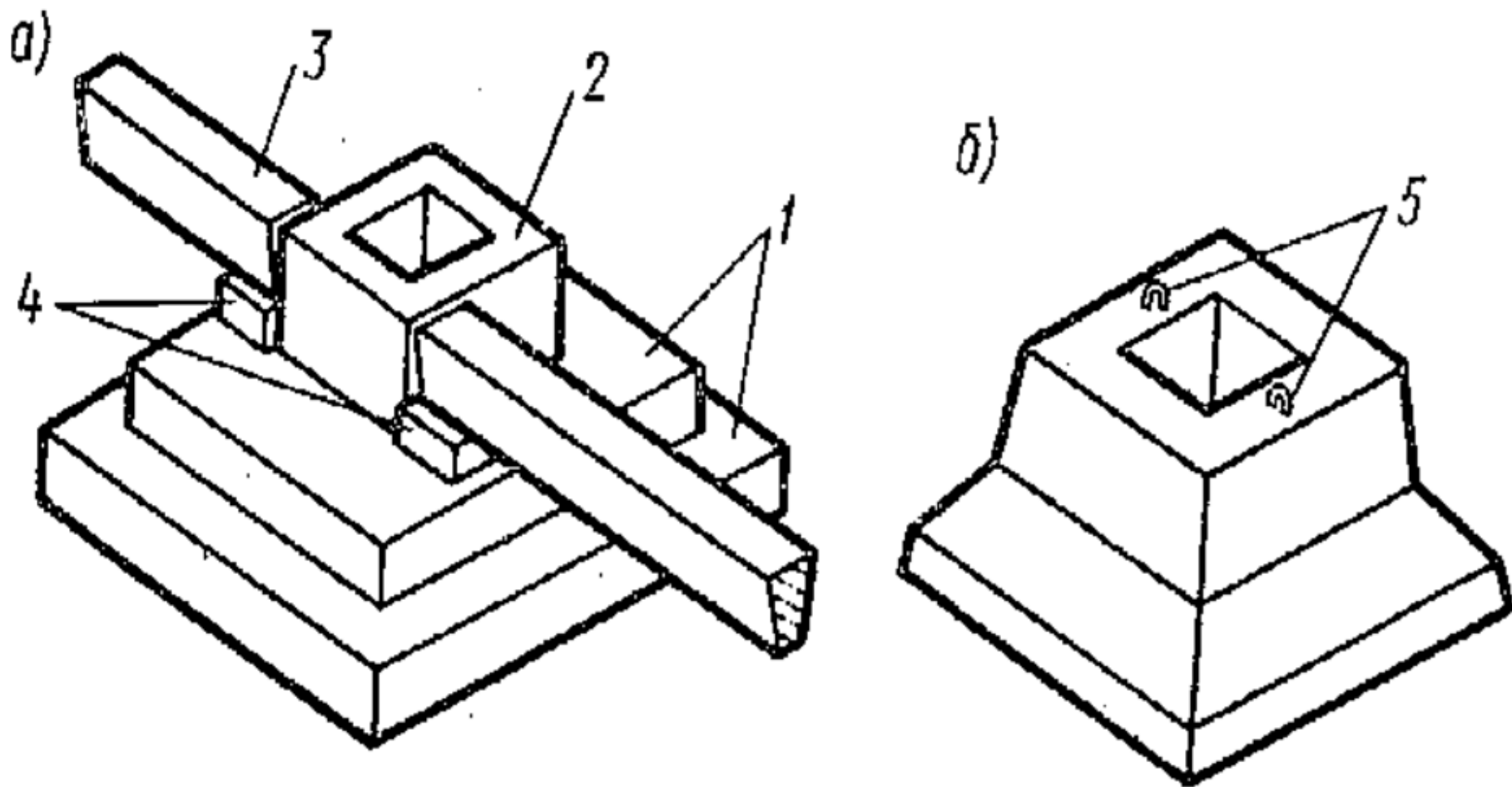
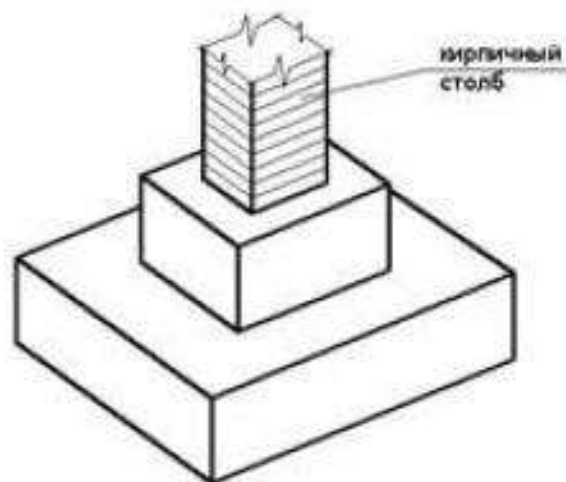


Рис. Сборный столбчатый фундамент под колонну:

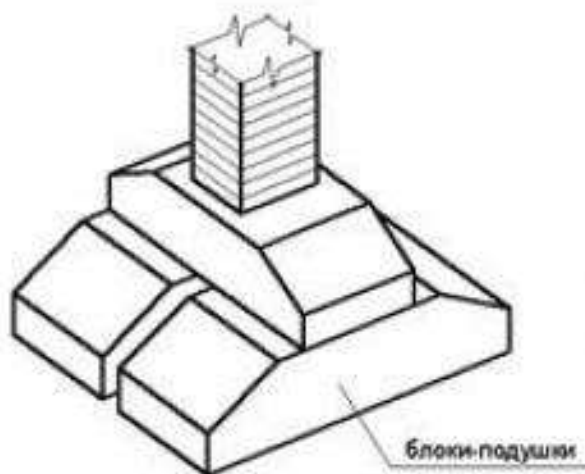
а — из нескольких элементов; *б* — из одного элемента;
 1 — фундаментные плиты; 2 — подколонник; 3 — рандбалка;
 4 — бетонные столбики; 5 — монтажные петли

Столбчатые фундаменты под кирпичную колонну

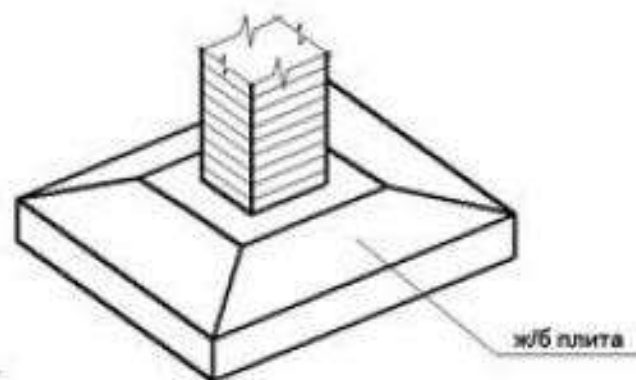
Столбчатый монолитный фундамент под кирпичную колонну

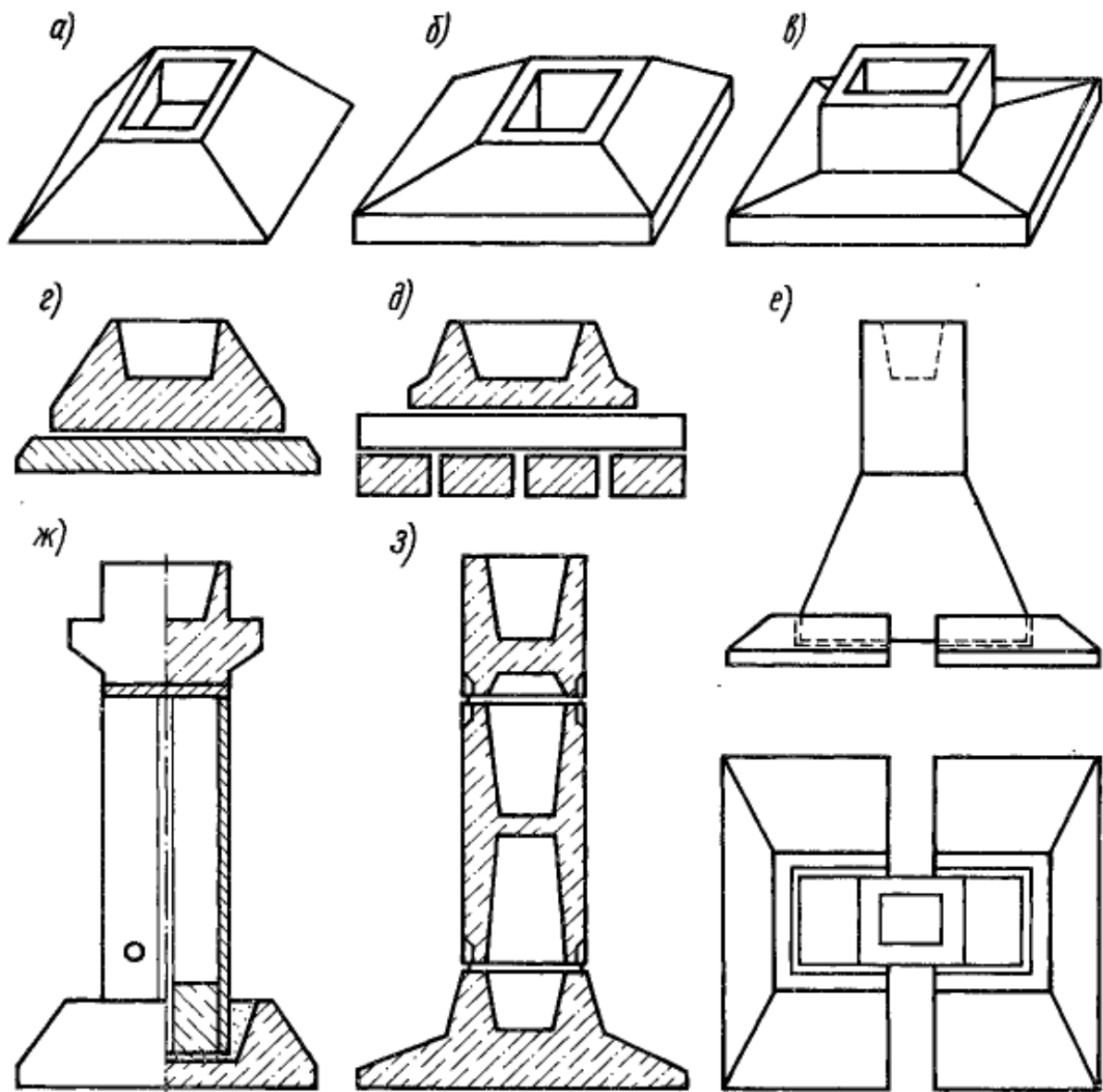


Столбчатый сборный фундамент из железобетонных блоков-подушек



Столбчатый сборный фундамент из железобетонного блока-плиты





*Рис. Сборные столбчатые фундаменты под колонны зданий
а,б,в — одноблочные;
г — двухблочные;
д — многоблочные;
е — фундамент-оболочка;
ж — фундамент с подколонником из корытообразных элементов;
з — облегченный фундамент из унифицированных элементов*













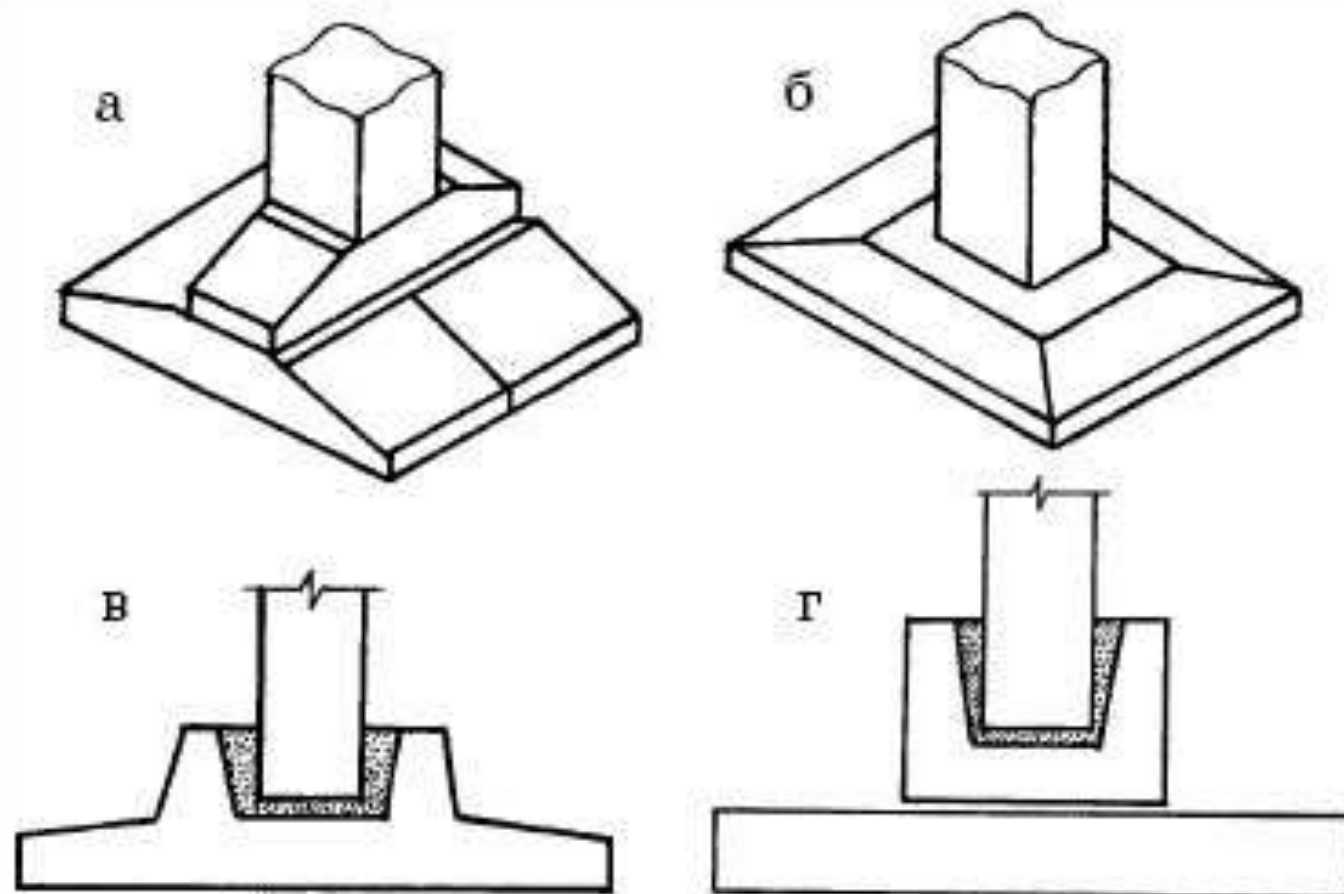
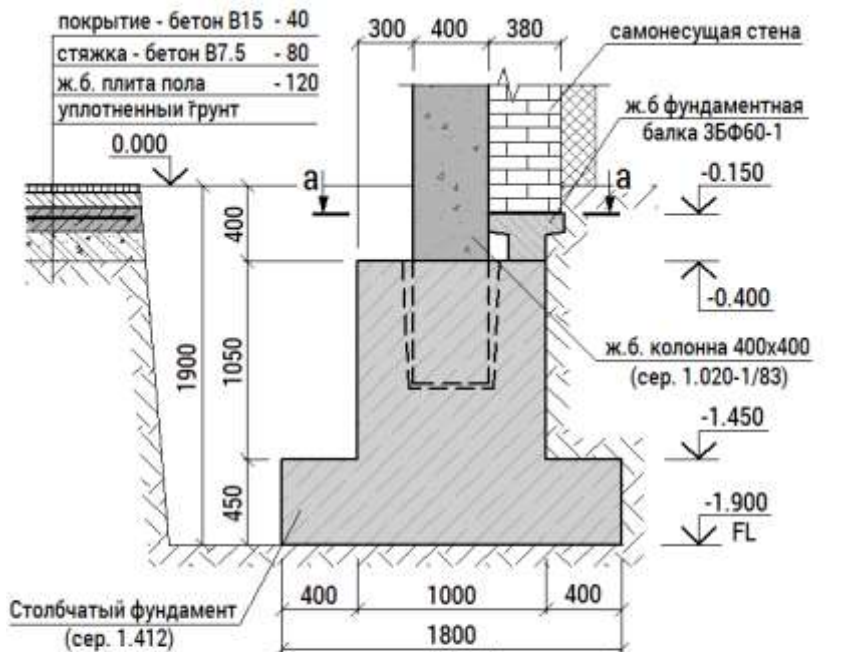


Рис. 5. Сборные фундаменты под отдельные опоры:

а — под кирпичные столбы из блоков ленточных фундаментов; б — то же, из специальных железобетонных плит; в — под железобетонную колонну из башмака стаканного типа; г — то же, из блока-стакана и опорной плиты



Е

а - а

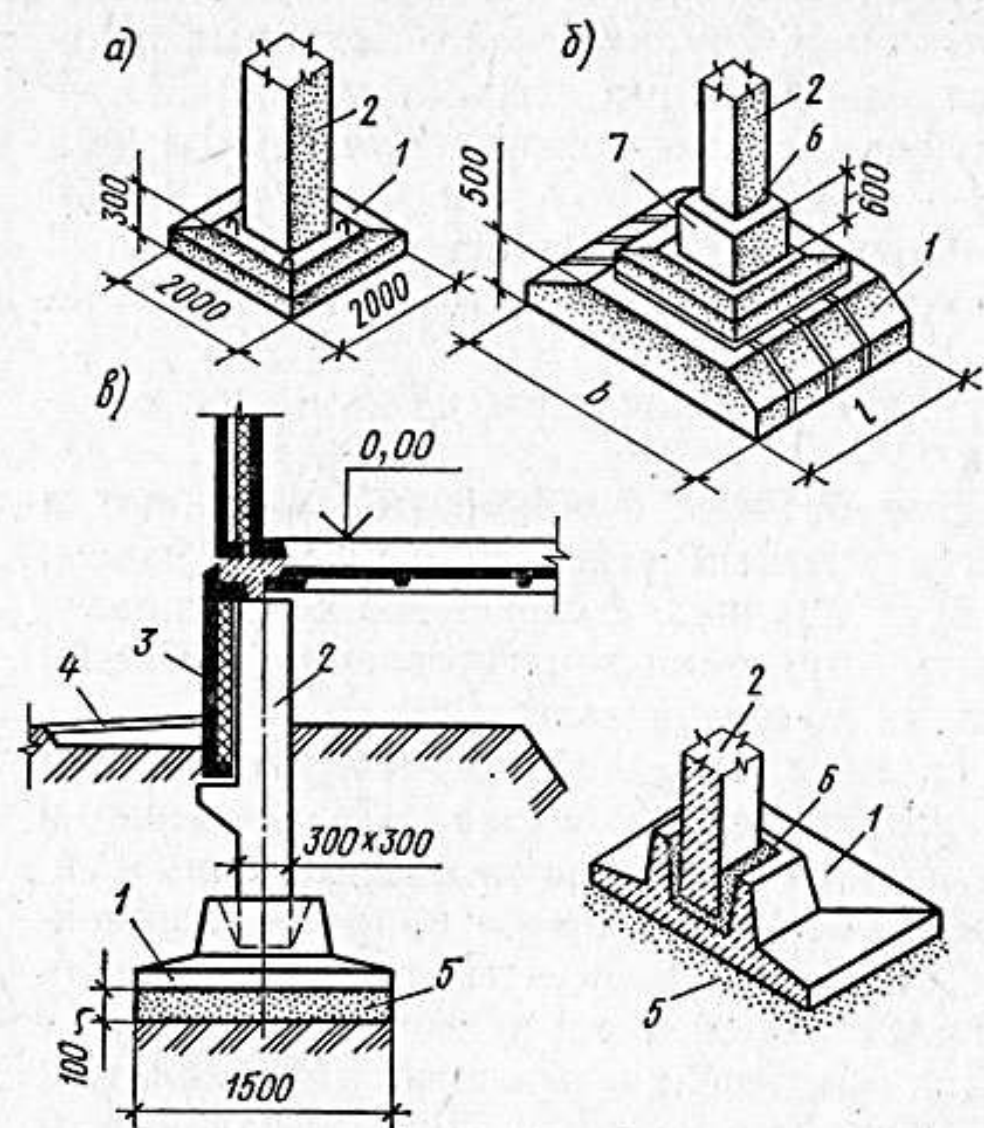
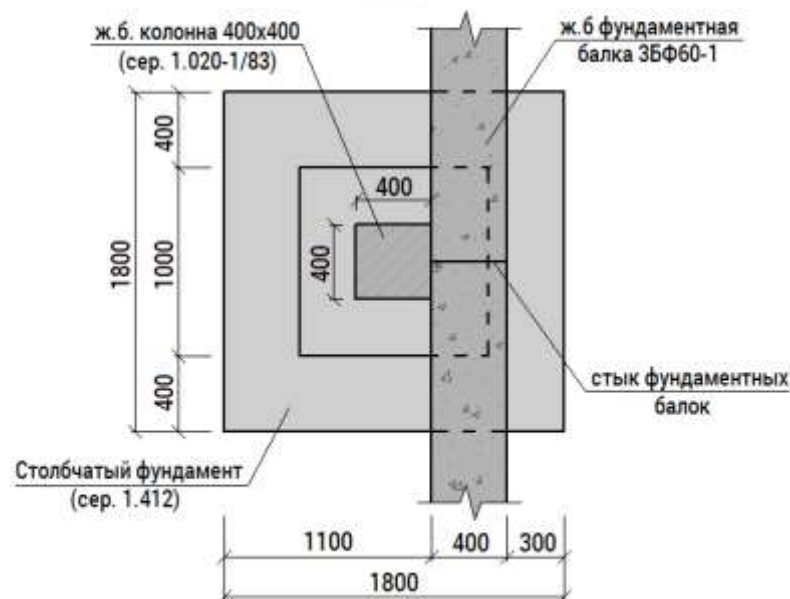


Рис. 8.10. Сборные столбчатые фундаменты многоэтажных зданий:

а — под каменные и б — сборные колонны; в — фундамент стаканного типа; 1 — блок-подушка; 2 — колонны; 3 — цокольная панель; 4 — отмостка; 5 — песчаная подсыпка; 6 — заливка цементным раствором; 7 — подколонник





МОНТАЖ ФУНДАМЕНТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ КРАНА

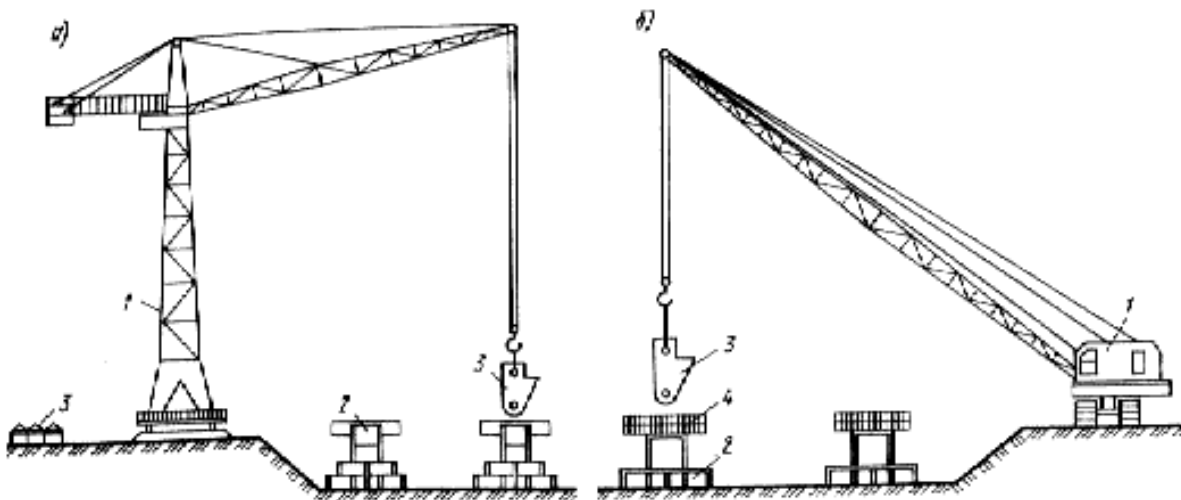


ПРОВЕРКА ОТМЕТКИ ДНА СТАКАНА ФУНДАМЕНТА



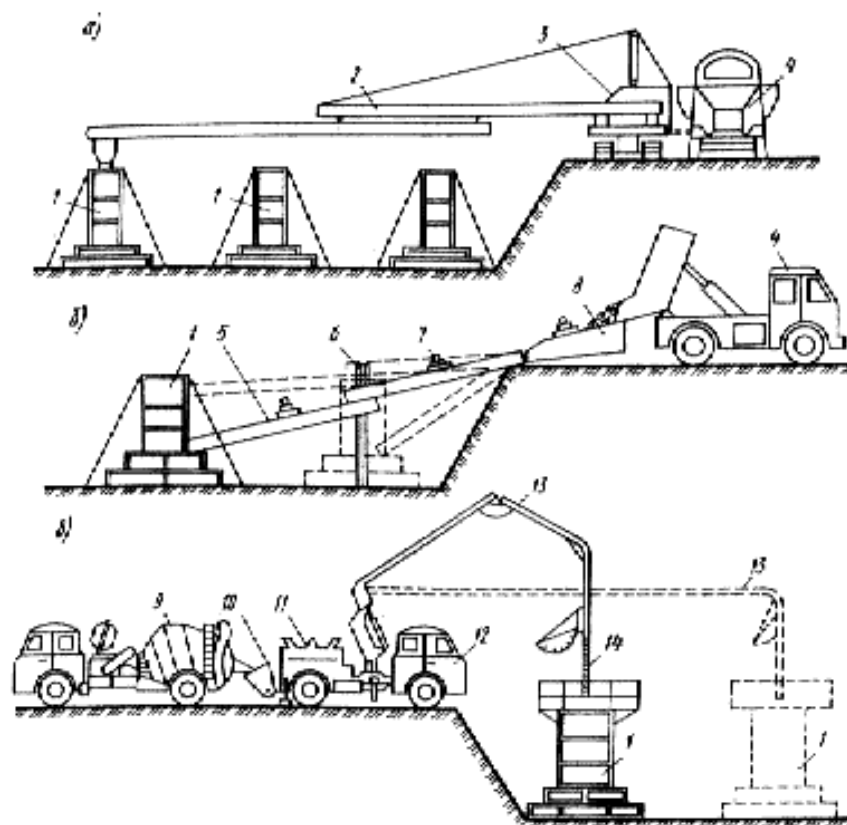
УСТАНОВКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПОДКОЛОННИКА





Технологические схемы
бетонирования
фундаментов
самоходными
бетоноукладчиками (а), с
помощью виброжелобов
(б) и автобетононасосами
(в)

Схема бетонирования
фундаментов кранами
а - башенным, б - стреловым,
1 - кран, 2 опалубка
фундаментов, 3 - бадья, 4 -
рабочая площадка с
ограждением



1.3. Сплошной (плитный) фундамент

Плитный фундамент представляет собой монолитную железобетонную плиту.

- Площадь плиты должна соответствовать площади возводимого здания.
- Подобный тип фундамента является дорогостоящим, так как требует проведения значительного объема земляных работ, а также большого расхода стройматериалов.
- Оптимально использовать плитный фундамент при строительстве небольших домов без высокого цоколя, в этом случае плита является одновременно основанием для пола.

Применение плитного фундамента

- **Плитный фундамент** отличается высокой надежностью, поэтому может применяться при строительстве на любых видах грунта, в том числе на пучинистых и песчаных, а также сильно сжимаемых грунтах.

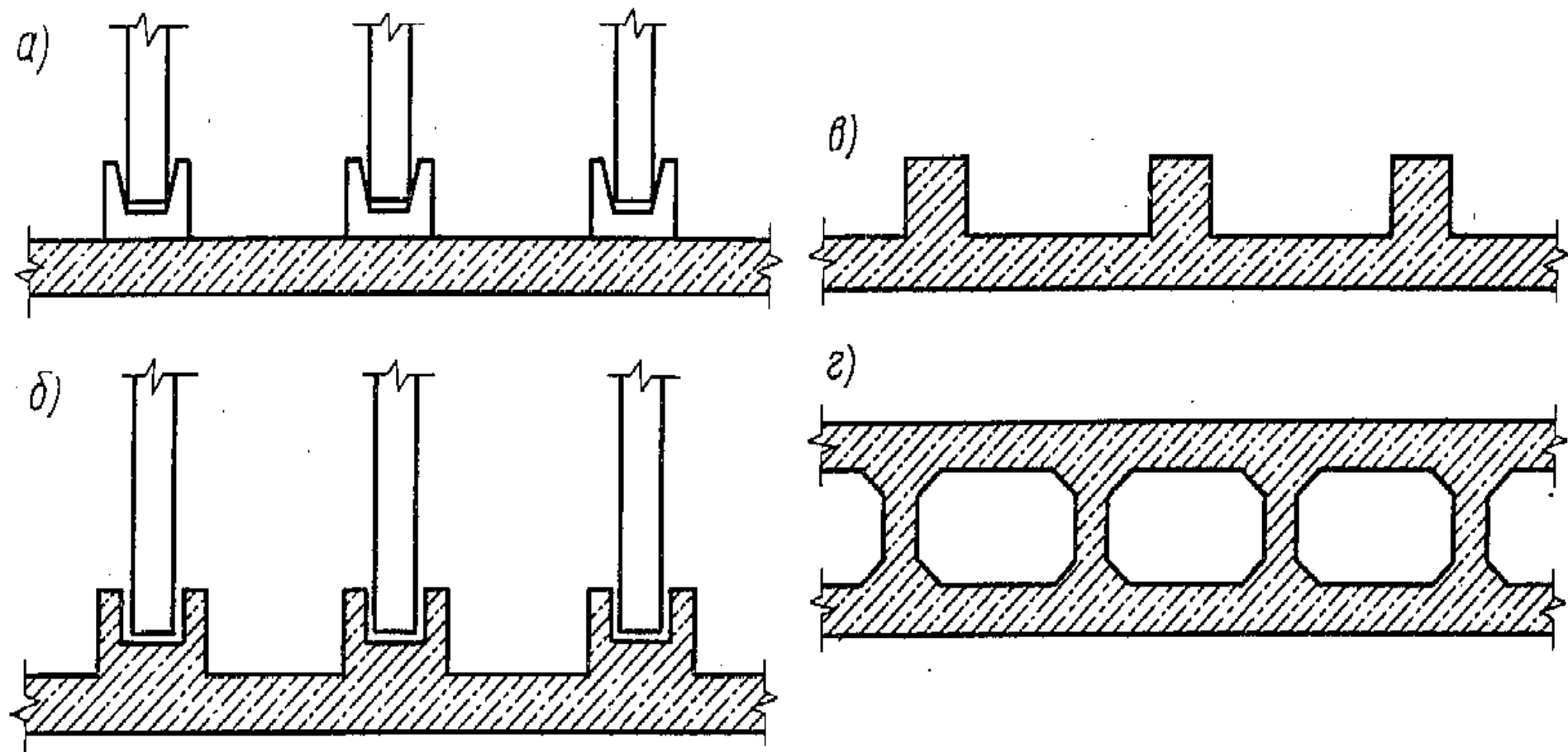
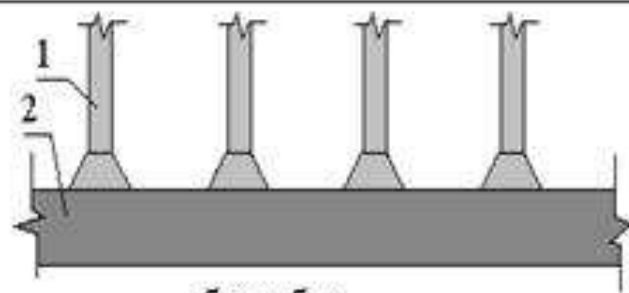


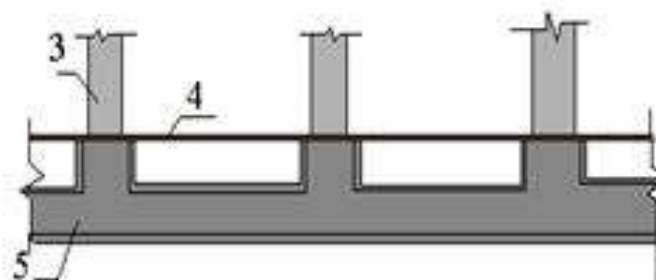
Рис. Сплошные фундаменты:

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

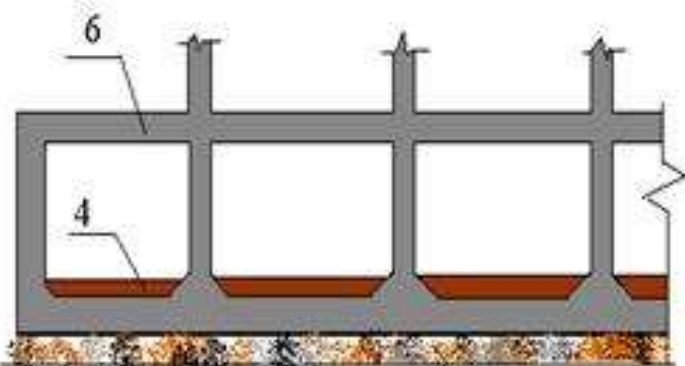
Сплошные фундаменты (плитные и коробчатые)



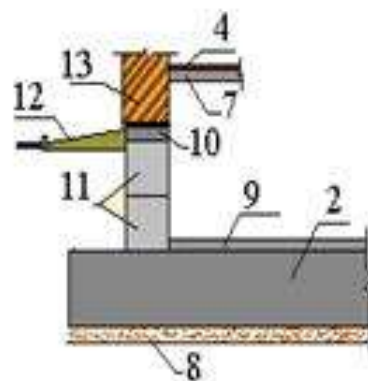
без ребер



ребрами вверх



коробчатый фундамент



без ребер с подвалом

- 1 - опоры
- 2 - плита
- 3 - колонна
- 4 - пол
- 5 - плита с ребрами
- 6 - сплошной фундамент
- 7 - плита перекрытия
- 8 - подготовка
- 9 - цементно-песчаный раствор с железнением поверхности
- 10 - ж/б монолитный пояс
- 11 - фундаментные блоки
- 12 - отмоска
- 13 - потолок

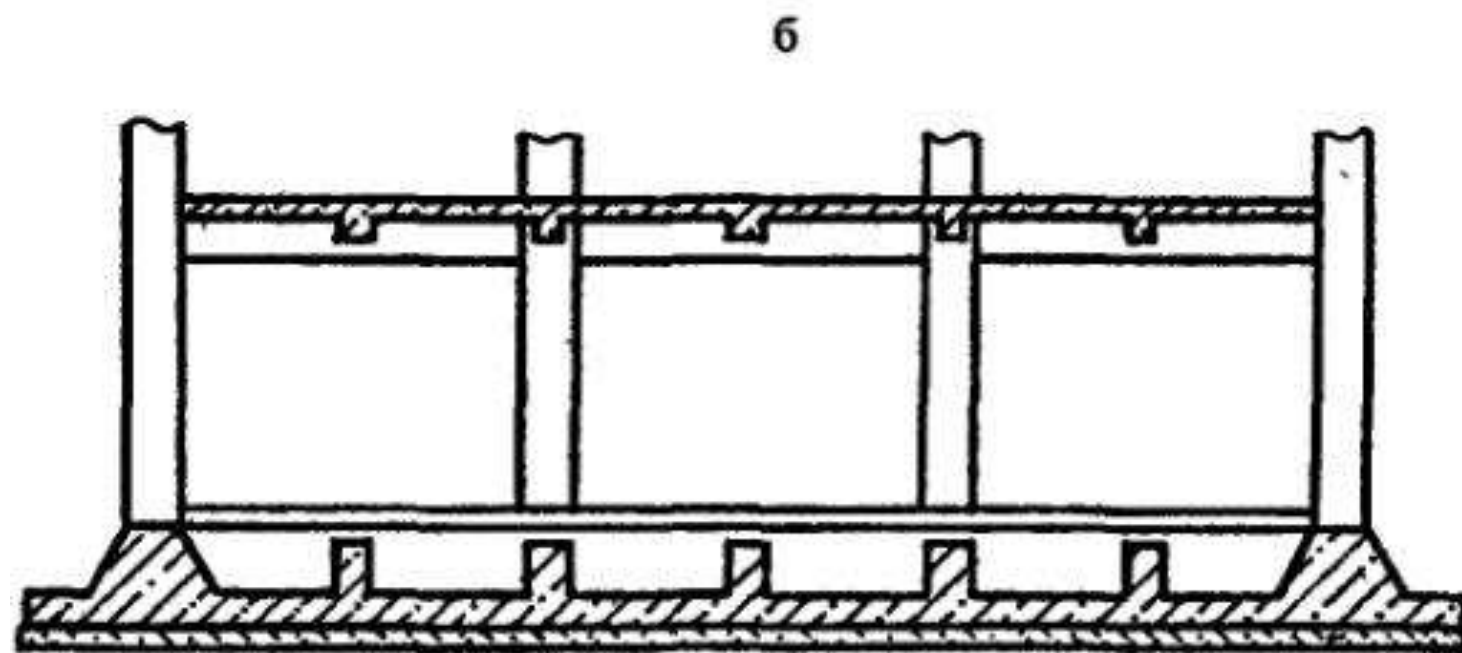
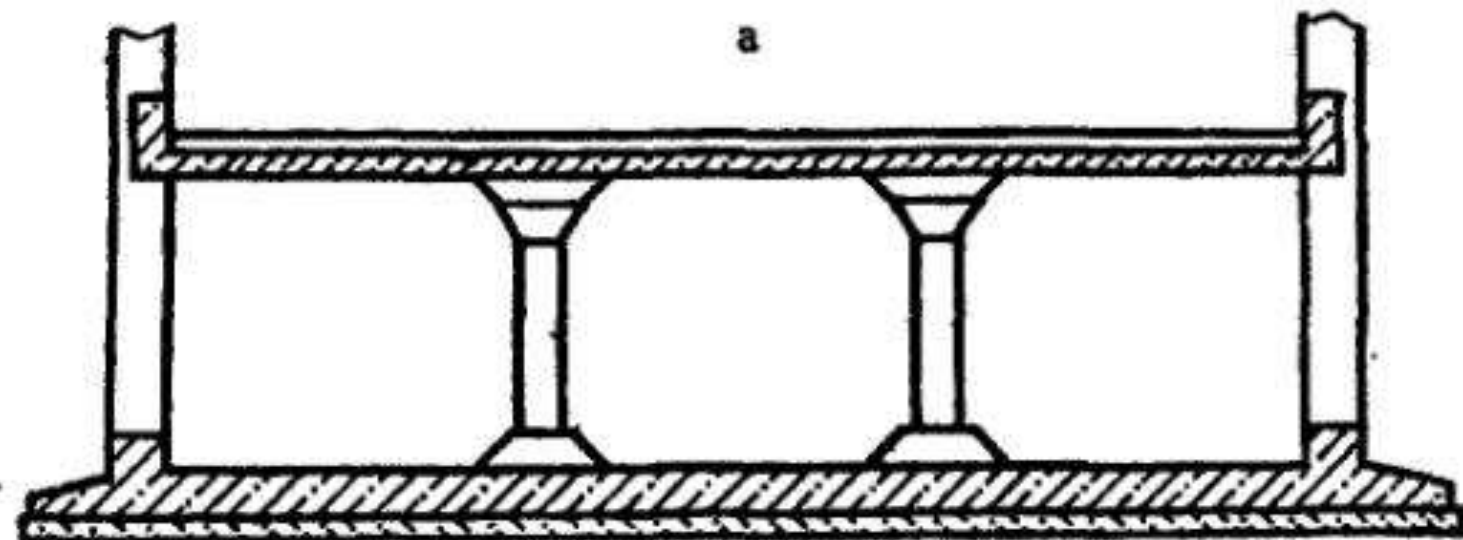


Рис. 11. Сплошная железобетонная фундаментная плита:

а — безбалочная; б — ребристая







2. Расчет оснований и фундаментов мелкого заложения

2. Расчет оснований и фундаментов мелкого заложения

Расчет фундамента мелкого заложения начинают с предварительного выбора его конструкции и основных размеров, к которым относятся *глубина заложения фундамента, размеры и форма подошвы*. Затем для принятых размеров фундамента производят расчеты основания по предельным состояниям.

Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям основания) является основным и обязательным для всех фундаментов мелкого заложения.

Расчет по первой группе предельных состояний (по несущей способности основания) является дополнительным и производится в одном из следующих случаев: сооружение расположено на откосе или вблизи него; на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки; основание сложено слабыми грунтами, обладающими малым сопротивлением сдвигу, или, напротив, представлено скальными грунтами.

2.1. Определение глубины заложения фундамента.

Очевидно, что чем меньше *глубина заложения фундамента*, тем меньше объем затрачиваемого материала и ниже стоимость его возведения, поэтому естественно *стремление принять глубину заложения как можно меньшей*.

Однако в силу того, что верхние слои грунта не всегда обладают необходимой *несущей способностью* или же *конструктивные особенности сооружения* требуют его заглубления, при выборе *глубины заложения фундамента* приходится руководствоваться целым рядом *факторов*, основными из которых являются:

инженерно- геологические и гидрогеологические условия строительной площадки;

глубина сезонного промерзания грунтов;

конструктивные особенности возводимого сооружения, включая глубину прокладки подземных коммуникаций;

наличие и глубина заложения соседних фундаментов.

2.1.1. Инженерно-геологические условия строительной площадки.

Учет инженерно-геологических условий строительной площадки заключается главным образом в выборе несущего слоя грунта, который может служить естественным основанием для фундаментов.

Этот выбор производится на основе предварительной оценки прочности и сжимаемости грунтов по геологическим разрезам.

Несмотря на то что каждая площадка обладает сугубо индивидуальным геологическим строением, все многообразие напластований можно, представить в виде трех схем, показанных на рис. 2.1.

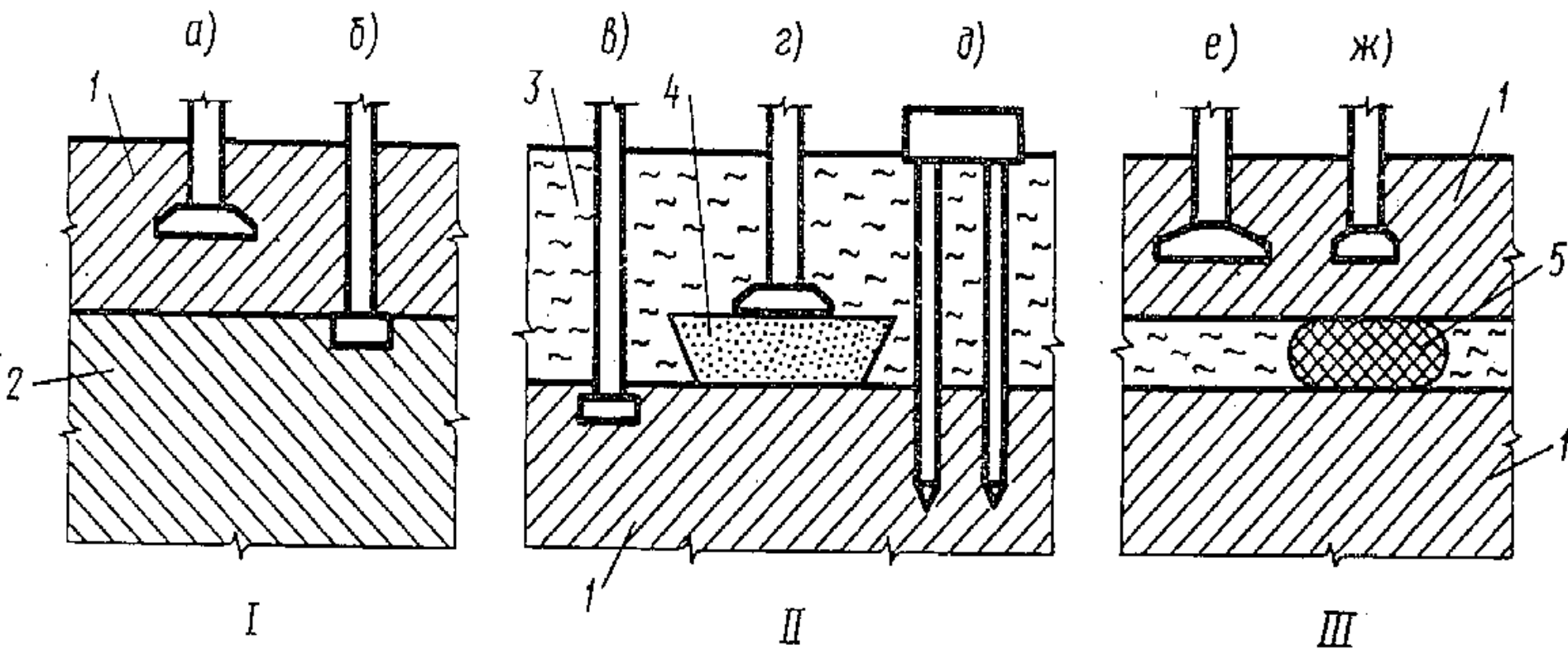


Рис. 2.1. Схемы напластований грунтов с вариантами устройства фундаментов:

1 — прочный грунт; 2 — более прочный грунт;
 3 — слабый грунт; 4 — песчаная подушка;
 5 — зона закрепления грунта

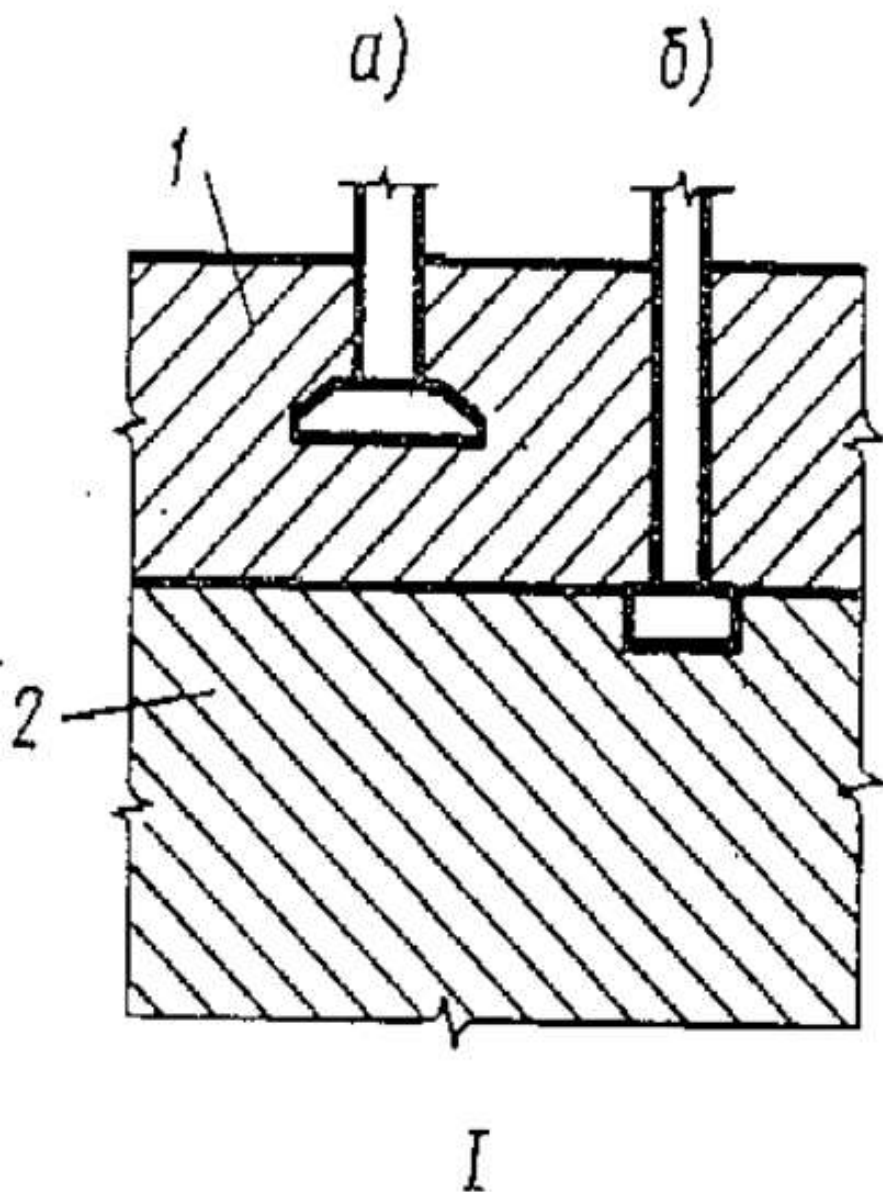


Схема I. Площадка сложена одним или несколькими слоями прочных грунтов, при этом строительные свойства каждого последующего слоя не хуже свойств предыдущего.

*В этом случае **глубина заложения фундамента** принимается минимальной, допускаемой при учете сезонного промерзания грунтов и конструктивных особенностей сооружения (рис. 2.1, а).*

*Иногда за **несущий** принимают слой более плотного грунта, залегающий на некоторой глубине, если это решение экономичнее (рис. 2.1, б).*

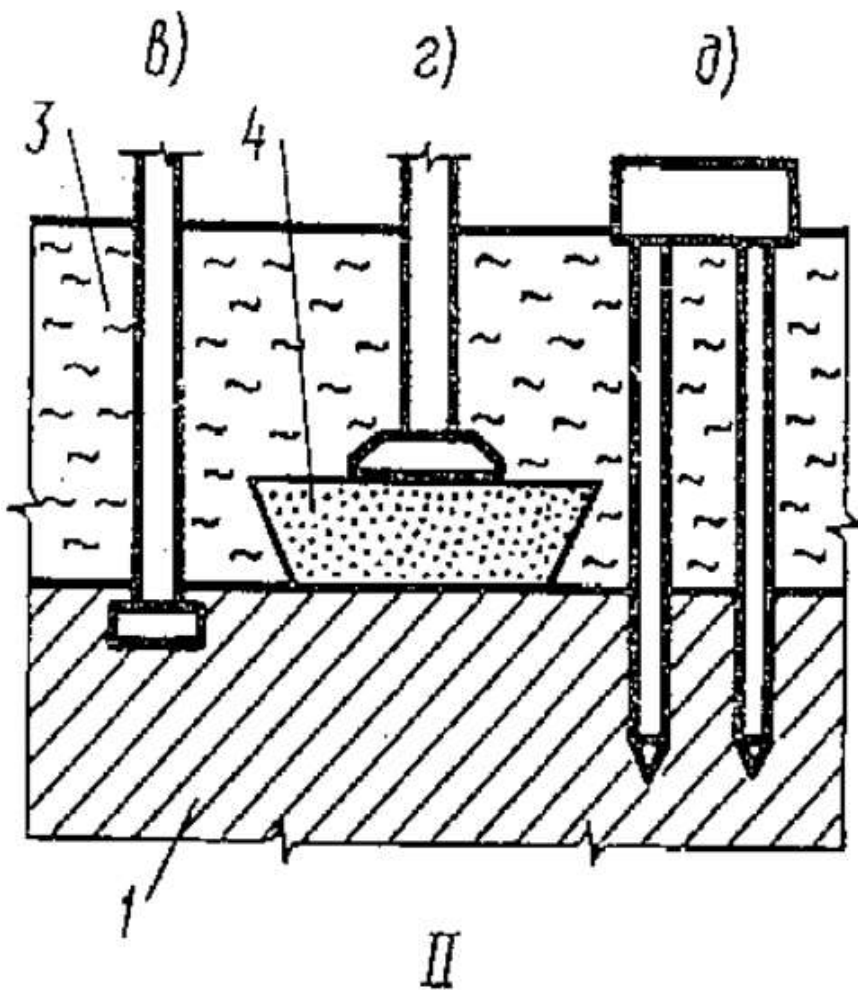
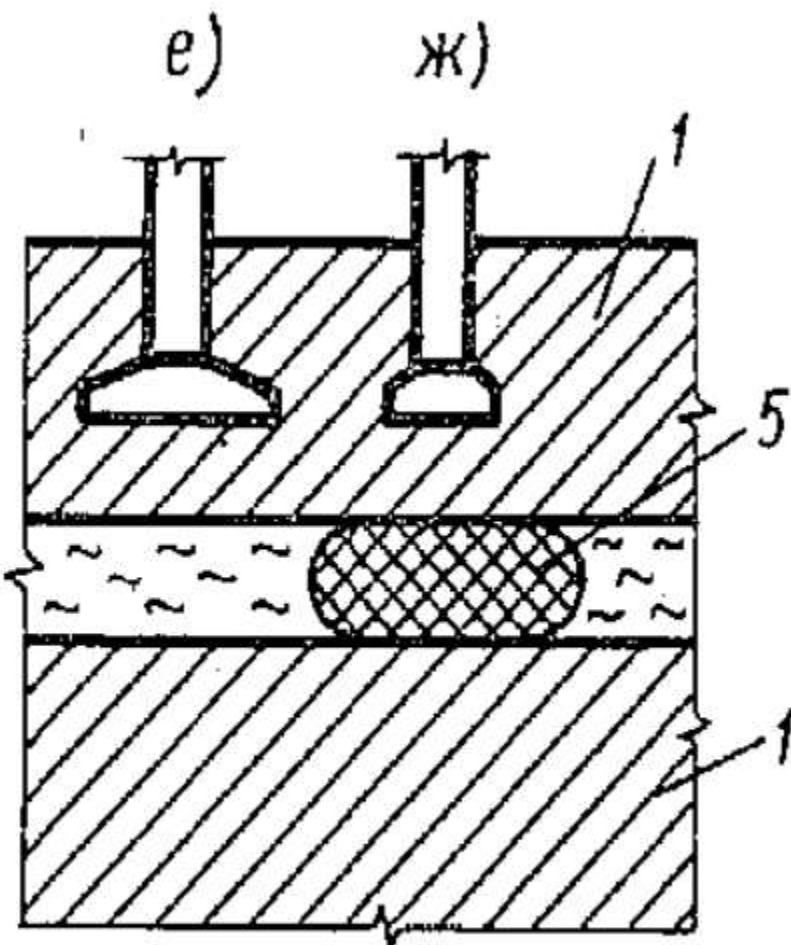


Схема II. С поверхности площадка сложена *одним или несколькими слоями слабых грунтов*, ниже которых располагается *толща прочных грунтов*.

Здесь возможны следующие решения. Можно *прорезать слабые грунты и опереть фундамент на прочные*, как это показано на рис. 2.1, в.

С другой стороны, может оказаться более выгодным прибегнуть к *укреплению слабых грунтов* или *замене их песчаной подушкой* (рис. 2.1, г).

Если же *мощность слабого слоя окажется чрезмерно большой*, то рекомендуется перейти на *свайные фундаменты* (рис. 2.1, д).



III

*Схема III. С поверхности площадки залегают прочные грунты, а на **некоторой глубине встречается один или несколько слоев слабого грунта.***

В данной ситуации возможно принять решение по схеме II, но так как при этом придется прорезать толщу прочных грунтов, то более выгодным может оказаться или **использование прочного грунта в качестве распределительной подушки (при обязательной проверке прочности слабого подстилающего слоя)**, как это показало на рис. 2.1, е, или **закрепление слоя слабого грунта**, как это показано на рис. 2.1, ж, что **позволит существенно уменьшить размер подошвы фундамента.**

При выборе типа и глубины заложения фундамента по любой из рассмотренных схем придерживаются следующих общих правил:

минимальная глубина заложения фундаментов принимается не менее 0,5 м от спланированной поверхности территории;

глубина заложения фундамента в несущий слой грунта должна быть не менее 10... 15 см;

по возможности необходимо закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения;

при производстве работ в слоистых основаниях все фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с близкой прочностью и сжимаемостью.

Если это условие невыполнимо (основания с выклинивающими или несогласно залегающими пластами), то размеры фундаментов выбираются главным образом из условия выравнивания их осадок.

2.1.2. Глубина сезонного промерзания грунтов.

Глубина заложения фундамента из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их вида, состояния, начальной влажности и уровня подземных вод в период промерзания.

Проблема состоит в том, что промерзание водонасыщенных грунтов сопровождается образованием в них прослоек льда, толщина которых увеличивается по мере миграции воды из слоев, расположенных ниже уровня подземных вод.

Это приводит к возникновению сил пучения по подошве фундамента, которые могут вызвать подъем сооружения.

Последующее оттаивание пучинистых грунтов приводит к резкому снижению их несущей способности и просадкам сооружения.

Наибольшему пучению подвержены грунты, содержащие пылеватые и глинистые частицы.

Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности относятся к непучинистым грунтам, глубина заложения фундаментов в них не зависит от глубины промерзания в любых условиях.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_f = k_h d_{fn} \quad (2.1)$$

где k_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по табл. 2.2, а для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений — равным 1,1, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой, для которых расчетная глубина промерзания грунта определяется по теплотехническим расчетам;

d_{fn} — нормативная глубина сезонного промерзания грунта, м.

Нормативная глубина сезонного промерзания
грунта df_n устанавливается по данным
многолетних наблюдений (не менее 10 лет) за
фактическим промерзанием грунтов в районе
предполагаемого строительства под открытой,
лишенной снега поверхностью.

За df_n принимают среднюю из ежегодных
максимальных глубин сезонного промерзания.

При отсутствии данных многолетних
наблюдений нормативную глубину сезонного
промерзания грунтов определяют на основе
теплотехнических расчетов.

Таблица 2.1. Глубина заложения фундамента d в зависимости от расчетной глубины промерзания

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундамента при глубине поверхности подземных вод d_w , м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
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 $I_L < 0$	То же	»
То же, при $I_L \geq 0$	»	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	»	»
То же, при $I_L < 0,25$	»	Не менее $0,5d_f$

Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых зданий назначается независимо от глубины промерзания, если во время строительства и эксплуатации возле фундаментов исключено промерзание грунтов. В неотапливаемых зданиях глубина заложения фундаментов для пучинистых грунтов принимается не менее расчетной глубины промерзания.

Таблица 2.2. Значения коэффициента k_h

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной средне- сячной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
1	2	3	4	5	6
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекры- тию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

2.1.3. Конструктивные особенности сооружения

Основными конструктивными особенностями возводимого сооружения, влияющими на глубину заложения его фундамента, являются: *наличие и размеры подвальных помещений, прямков или фундаментов под оборудование; глубина заложения фундаментов примыкающих сооружений; наличие и глубина прокладки подземных коммуникаций* и конструкций самого фундамента.

В зданиях с подвалом и полуподвалом, а также около прямков или каналов, примыкающих к фундаментам, глубина заложения фундамента принимается на 0,2...0,5 м ниже отметки пола в этих помещениях.

Предусматривается запас на высоту фундаментного блока или конструкции прямка (рис. 2.2,а)].

Фундаменты сооружения или его отсека желательно закладывать на одном уровне.

При необходимости заложения смежных отсеков на разных отметках требуется выполнение следующего условия:

разность отметок заложения расположенных рядом отдельных фундаментов (или отдельного и ленточного) при расстоянии в свету a между наиболее близкими точками не должна превышать величину Δh (рис. 2.2,а)

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} f_I + c_I / p) \quad (2.2)$$

где: f_I — расчетное значение угла внутреннего трения грунта, град;

c_I — расчетная удельная сила сцепления грунта, кПа;

p — среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента, кПа.

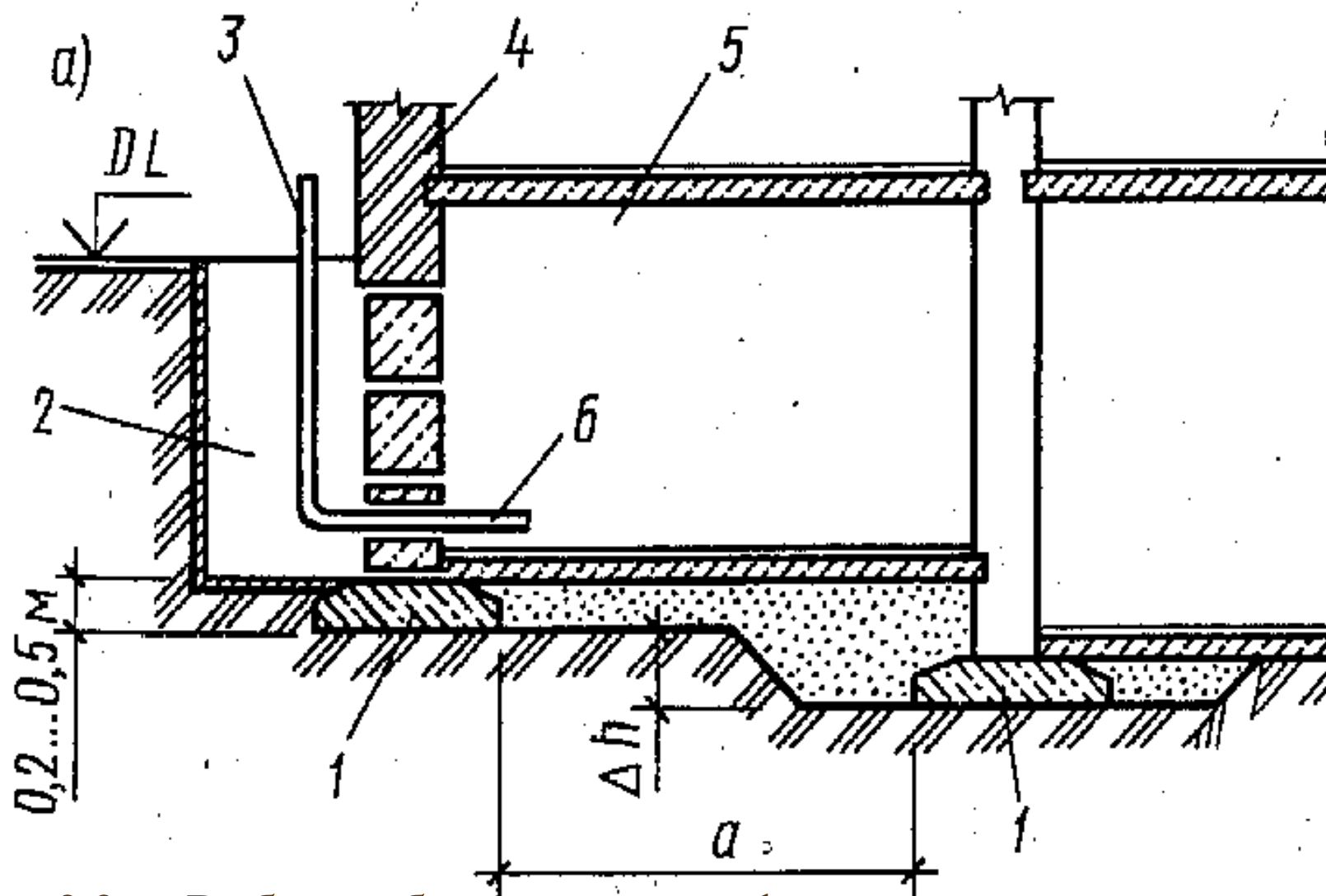


Рис. 2.2, а. Выбор глубины заложения фундамента в зависимости от конструктивных особенностей сооружения:

а — здание с подвалом в разных уровнях и приямок; 1 — фундаментные плиты; 2 — приямок; 3 — трубопровод; 4 — стена здания; 5 — подвал; 6 — ввод трубопровода

При выполнении условия (2.2) исключается ослабление основания соседнего фундамента и опирание нового фундамента на насыпной грунт ранее засыпанного котлована.

Это же условие 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 закладывать на одном уровне.

При переходе на большую глубину заложения должно выполняться условие (2.2).

Если же оно не выполняется, необходимо проведение специальных мероприятий.

При наличии коммуникаций (трубы водопровода, канализации и т. д.) подошва фундамента должна быть заложена ниже их ввода.

При этом условии трубы не подвержены дополнительному давлению от фундамента, а фундаменты не опираются на насыпной грунт траншей, вырытых для прокладки труб.

Кроме того, в случае аварии уменьшается зона замачивания грунта, а при необходимости замены труб не будут нарушены грунты основания.

Переход от одной отметки заложения
ленточного фундамента к другой
осуществляется ступенями.

Высота уступа в случае сборного фундамента
принимается равной высоте стенового блока
(рис. 2.2,б).

При устройстве монолитного ленточного
фундамента соотношение между высотой и
длиной уступа принимается

в связных грунтах равным 1:2;

в несвязных — 1:3;

при высоте уступа, не превышающей 0.5...0,6
м.

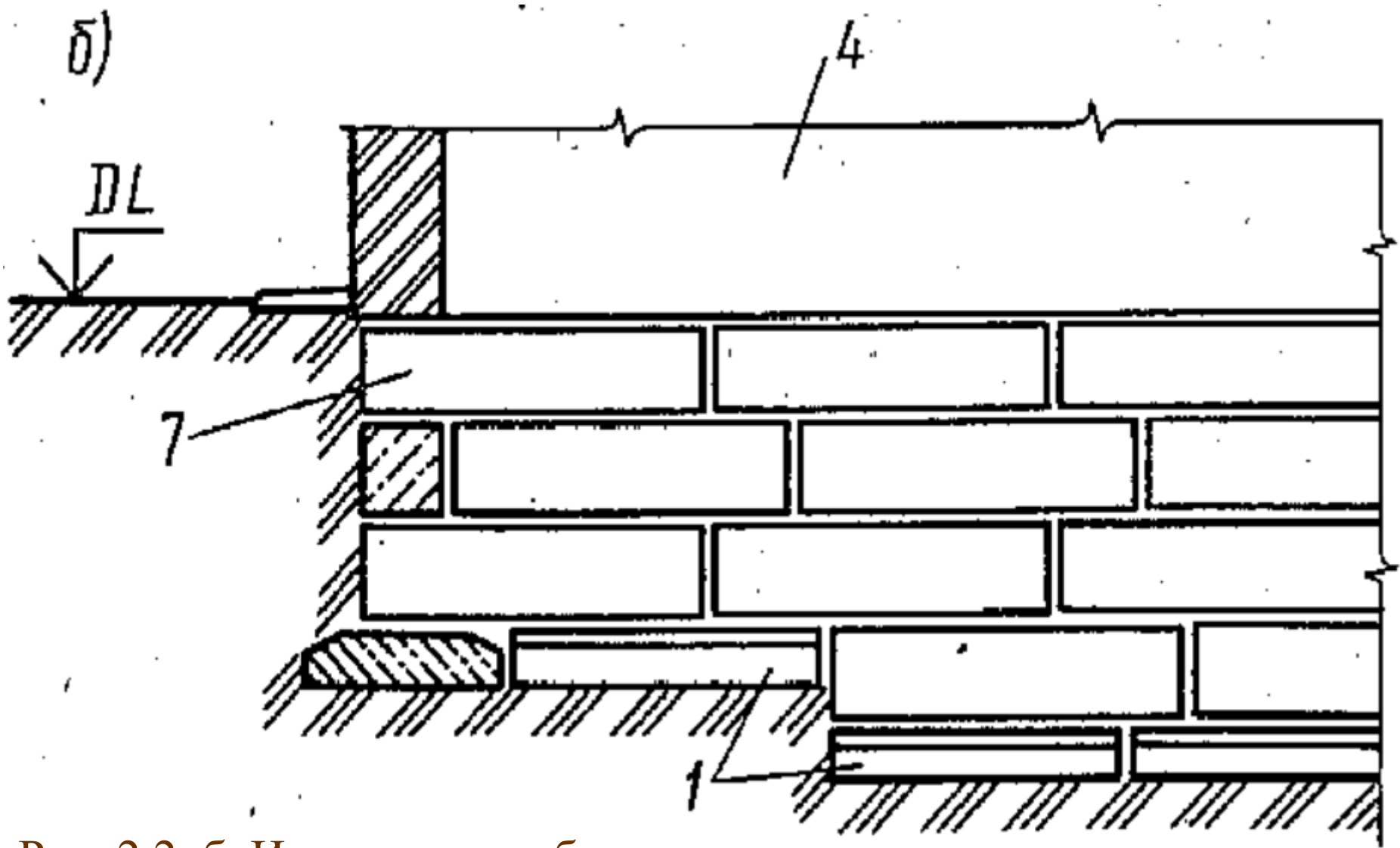


Рис. 2.2, б. Изменение глубины заложения ленточного фундамента; 1 — фундаментные плиты; 4 — стена здания; 7 — стеновые блоки

2.2. Определение формы и размеров подошвы фундаментов

Форма подошвы фундамента во многом определяется конфигурацией в плане возводимой надземной конструкции.

Она может быть круглой, кольцевой, многоугольной, квадратной, прямоугольной, ленточной.

При расчетах фундаментов мелкого заложения по второму предельному состоянию (по деформациям) площадь подошвы предварительно может быть определена из условия

$$p_{II} \leq R \quad (2.3)$$

где p_{II} — *среднее давление по подошве фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по деформациям*, определяемое по формуле (2.4);

$$p_{II} = (N_{oII} + G_{fII} + G_{gII})/A \quad (2.4)$$

где N_{oII} - *расчетная нагрузка на отметке обреза фундамента*, кН;

G_{fII} - *вес фундамента*, кН;

G_{gII} - *вес грунта на уступах фундамента*, кН;

A - *площадь подошвы фундамента*, м².

R — *расчетное сопротивление грунта основания*, определяемое по формуле (2.5)

2.2.1. Центральнo нагруженный фундамент

Центральнo нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок проходит через центр площади его подошвы (рис. 2.3).

Реактивное давление грунта по подошве жесткого центрально нагруженного фундамента принимается равномерно распределенным интенсивностью p_{II} .

В предварительных расчетах вес грунта и фундамента в объеме параллелепипеда ABCD (рис 2.3), в основании которого лежит неизвестная площадь подошвы A , определяется (приблизенно) по формуле:

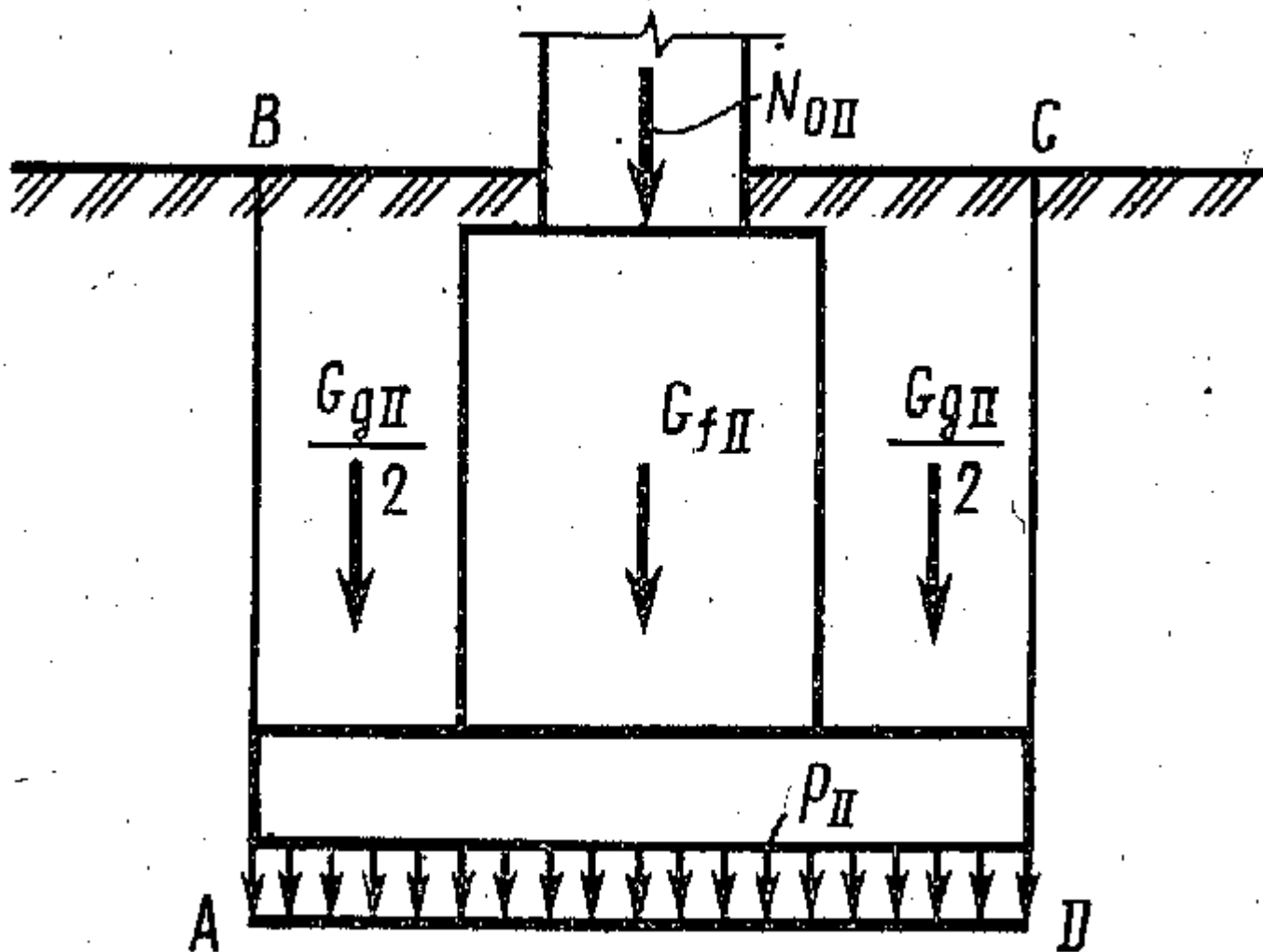


Рис. 2.3. Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

$$G_{fII} + G_{gII} = \gamma_m A d, \quad (2.5)$$

где γ_m — *среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах*,
(принимаемое обычно равным) - 20 кН/м^3 ;

d — *глубина заложения фундамента, м.*

Приняв $p_{II} = R$ [и учтя (2.5), из уравнения (2.4)] получим формулу для определения необходимой площади подошвы фундамента

$$A = N_{oII} / (R - \gamma_m d) \quad (2.6)$$

Рассчитав площадь подошвы фундамента, находят его ширину b .

Ширину ленточного фундамента, (для которого нагрузки определяют на 1 м длины), находят как $b = A/1$.

У фундаментов с прямоугольной подошвой задаются отношением сторон $n = l/b$, тогда ширина подошвы $b = \sqrt{A/n}$.

Для фундаментов с круглой подошвой диаметр $d = \sqrt{A/\pi}$.

После вычисления значения b принимают размеры фундамента (с учетом модульности и унификации конструкций) и проверяют давление по его подошве по формуле (2.4).

Найденная величина p_{II} должна не только удовлетворять условию (2.3), но и быть по возможности близка к значению расчетного сопротивления грунта R .

Наиболее экономичное решение будет в случае их равенства.

2.2.2. Внецентренно нагруженный фундамент

Внецентренно нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести площади его подошвы.

Внецентренное нагружение фундамента является следствием передачи на него момента или горизонтальной составляющей нагрузки либо результатом одностороннего давления грунта на его боковую поверхность, (как, например, у фундамента под наружную стену заглубленного помещения).

При расчете давление по подошве внецентренно нагруженного фундамента принимают изменяющимся по линейному закону, а его краевые значения при действии момента сил относительно одной из главных осей определяют по формуле (2.7).

$$P_{\min} = (N_{II} / A)(1 \pm 6e / b) \quad (2.7)$$

где N_{II} — суммарная вертикальная нагрузка на основание, (включая вес фундамента и грунта на его уступах);

A — площадь подошвы фундамента;

e — эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести подошвы;

b — размер подошвы фундамента в плоскости действия момента.

Эпюра давления грунта, [рассчитанная по формуле (2.7)], может быть однозначной и двузначной, (как это показано на рис. 2.4).

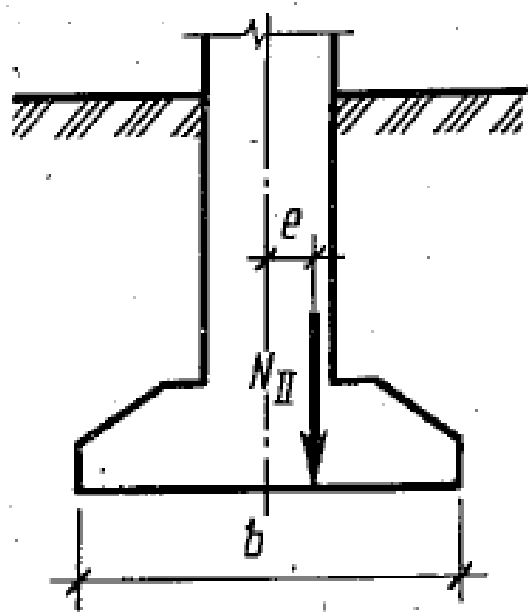
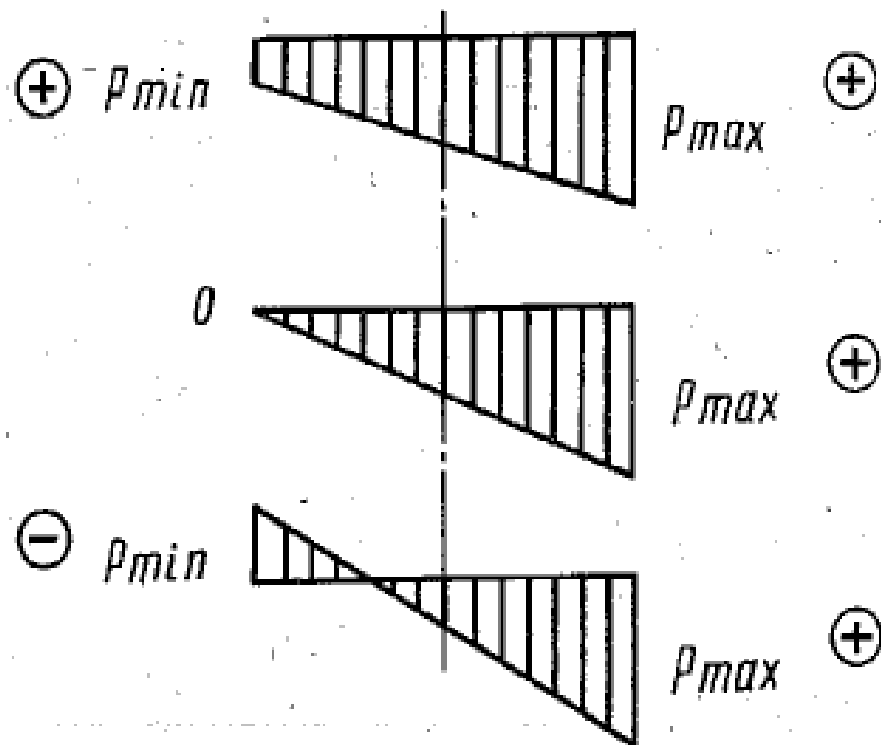


Рис. 2.4. Эпюры давлений под подошвой фундамента при действии внецентренной нагрузки



Размеры подошвы фундамента назначаются таким образом, чтобы эпюра была однозначной, т. е. чтобы не было отрыва подошвы фундамента от основания.

Исключение допускается:

для фундаментов в стесненных условиях,
(когда отсутствует возможность развить их в нужном направлении),

для фундаментов, нагруженных знакопеременными моментами, (когда нельзя подобрать размеры и форму подошвы, по которой действовали бы только сжимающие напряжения).

Поскольку при внецентренном нагружении относительно одной из центральных осей максимальное давление p_{max} на основание действует только под краем фундамента, (при подборе размеров подошвы фундамента) p_{max} допускается принимать на 20% больше расчетного сопротивления R грунта, т. е.

$$p_{max} \leq 1,2R \quad (2.8)$$

Одновременно среднее давление p_{II} (по подошве фундамента), *определяемое как $p_{II} = N_{II}/A$, должно удовлетворять условию (2.3).*

$$p_{II} \leq R$$

В тех случаях, *когда точка приложения равнодействующей внешних сил смещена относительно обеих осей инерции прямоугольной подошвы фундамента*, (как это показано на рис. 2.5а), давление $P^c_{\max}$ *под*
 $\min$

ее угловыми точками рассчитывается по формуле

$$P^c_{\max} = (N_{II} / A)(1 \pm 6e_x / l \pm 6e_y / b) \quad (2.9)$$

$\min$

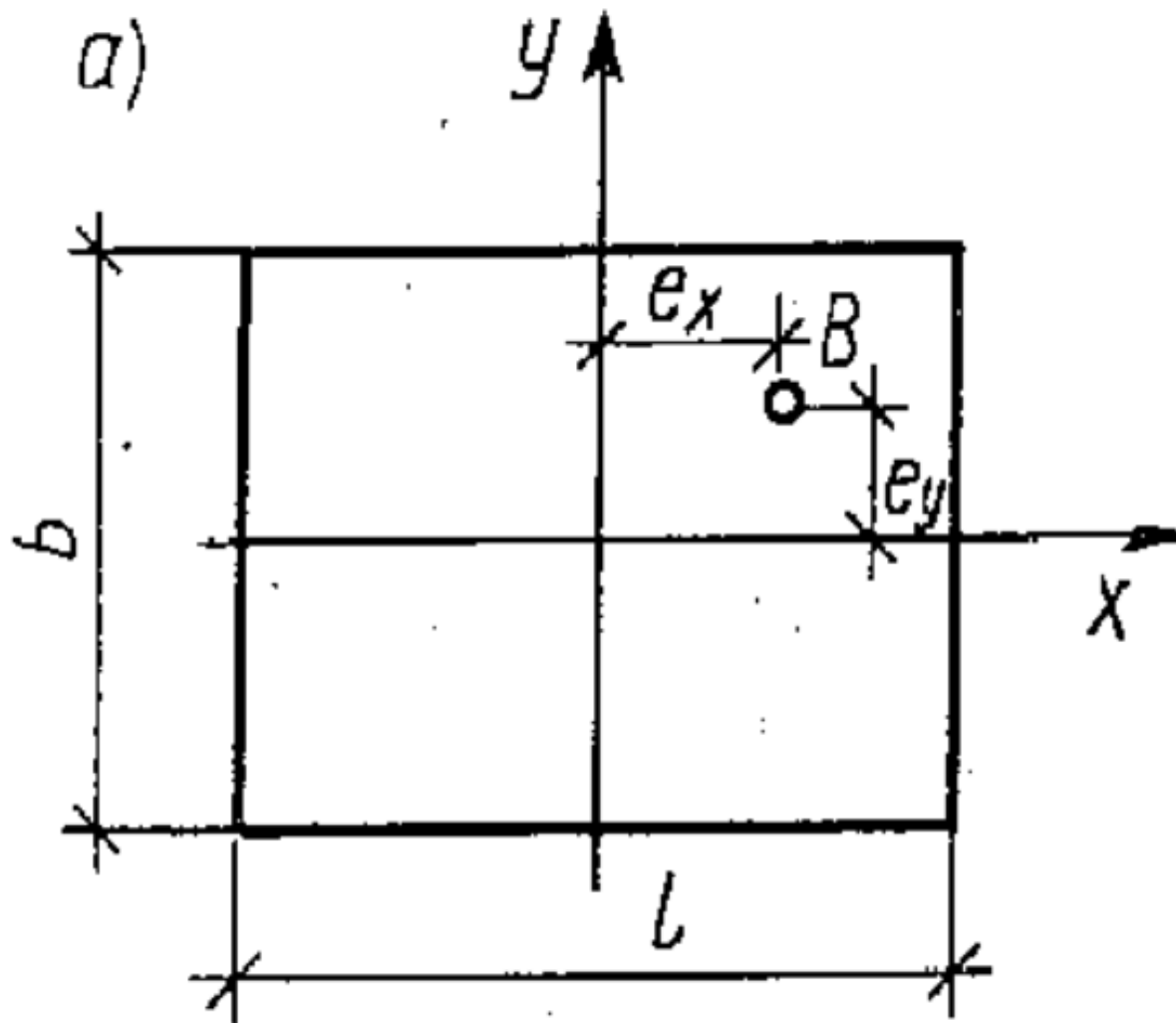


Рис. 2.5,*a* Внецентренное нагружение фундамента относительно двух главных осей инерции — смещение равнодействующей внешних сил;

Поскольку в этом случае максимальное давление p^c_{max} действует только в одной точке подошвы фундамента, допускается, чтобы его значение, найденное по формуле (2.9), удовлетворяло условию

$$p^c_{max} \leq 1,5R \quad (2.10)$$

Одновременно проверяются и условия:

$$p_{II} \leq R$$

и

$$p_{max} \leq 1,2R.$$

*Определение размеров подошвы
внецентренно нагруженного фундамента
выполняют следующим образом.*

*Сначала принимаем, что действующая
нагрузка приложена центрально, и подбираем
соответствующие размеры подошвы
фундамента из условия:*

$$p_{II} \leq R ,$$

*затем уточняем их расчетом на
внецентренную нагрузку, (соблюдая изложенные
выше требования) и добиваемся удовлетворения
условий:*

$$p_{max} \leq 1,2R \quad \text{и} \quad p^c_{max} \leq 1,5R.$$

По возможности смещаем подошву фундамента в сторону эксцентриситета так, чтобы точка приложения равнодействующей всех сил совпадала с центром тяжести подошвы фундамента (рис. 2.5, б).

2.3. Расчетное сопротивление грунта основания

R — расчетное сопротивление грунта основания, определяется по формуле (2.11)

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (2.11)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 2.3;

б)

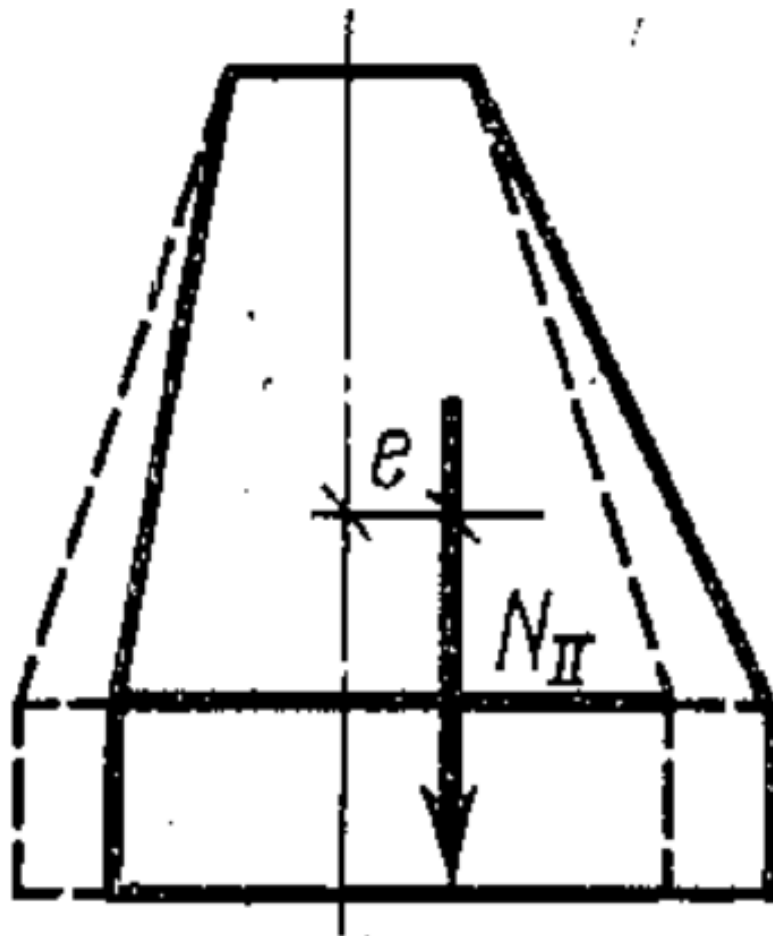


Рис. 2.5,б Внецентренное нагружение фундамента — устройство несимметричного фундамента

k - коэффициент, принимаемый равным $k = 1$,
если прочностные характеристики грунта (φ_{II} и
 c_{II}) определены непосредственными испытаниями,
и $k = 1,1$, если φ_{II} и c_{II} приняты по таблицам
СНиП;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, (принимаемые по
таблице 2.4);

k_z - коэффициент, принимаемый равным $k_z = 1$
при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м ($z_0 = 8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м (при
бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_n
допускается увеличивать b на $2h_n$);

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного
веса грунтов, залегающих ниже подошвы
фундамента кН/м³;

γ'_{II} - то же что и γ_{II} , для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 - глубина заложения фундаментов, м, [бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (2.12)].

При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшую глубину от подошвы плиты до уровня планировки.

d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м);

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (2.12)$$

здесь h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³.

При бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_n допускается увеличивать d_1 на h_n .

Если $d_1 > d$ (d - глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (2.5) принимают $d_1 = d$ и $d_b = 0$.

2.4. Проверка давления на подстилающий слой слабого грунта

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания слабых грунтов или грунтов с расчетным сопротивлением меньшим, чем давление на несущий слой (рис. 2.6), необходимо проверить давление на них, чтобы уточнить возможность применения при расчете основания теории линейной деформируемости грунтов.

Требуется, чтобы полное давление S_{sum} на кровлю слабого подстилающего слоя не превышало его расчетного сопротивления R_z , т. е.

$$S_{\text{sum}} = S_z = S_{zp} + S_{zg} \leq R_z, \quad (2.13)$$

где S_{zp} и S_{zg} — вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента (соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта);

R_z — расчетное сопротивление грунта на глубине кровли слабого слоя.

Величину R_z определяют по формуле (2.11) как для условного фундамента шириной b_z и глубиной заложения d_z .

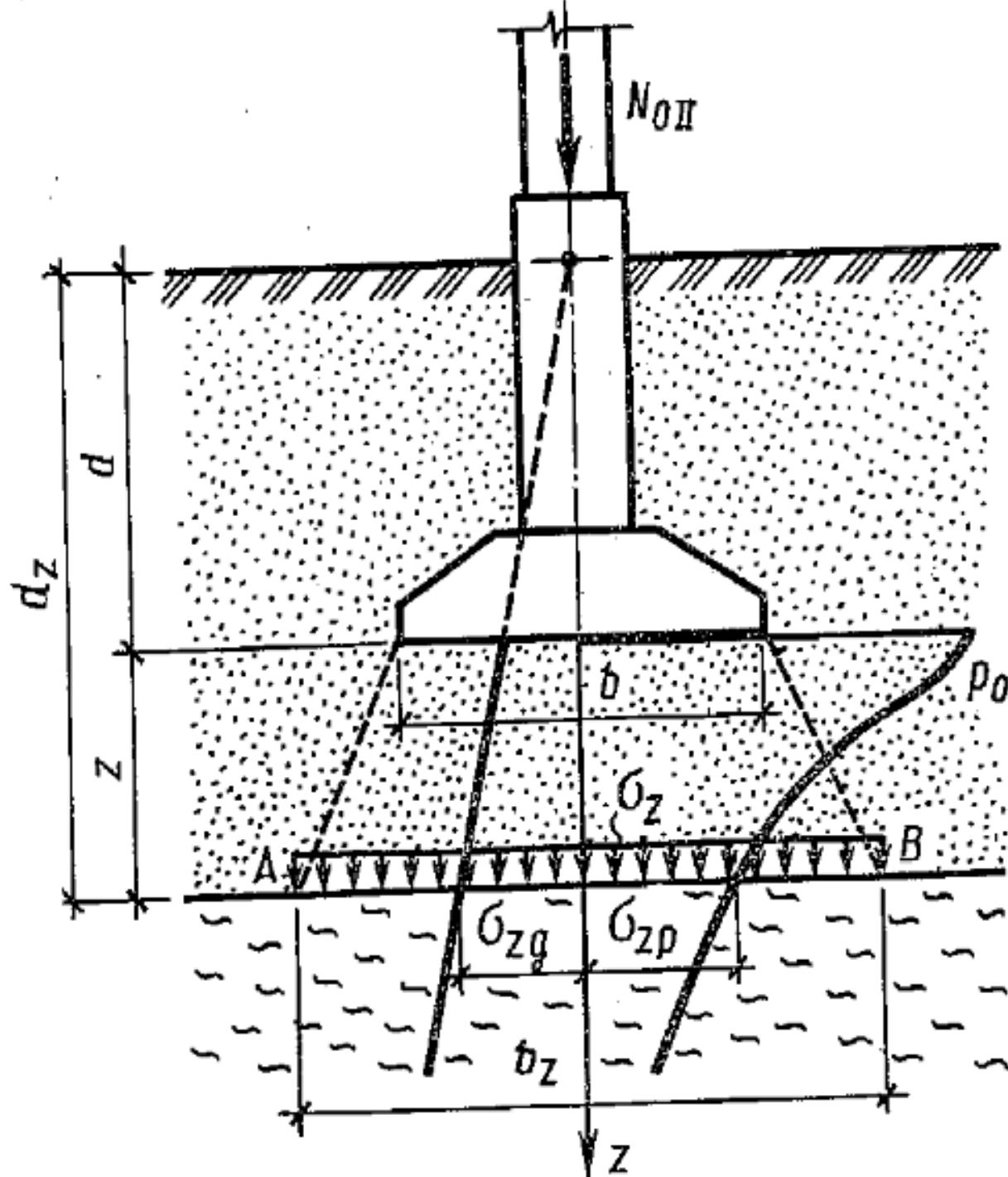


Рис. 2.6.
Расчетная схема к
проверке давления
на подстилающий
слой слабого
грунта

$$R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_z \gamma'_{II} + (d_b - 1) \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] \quad (2.11)$$

Коэффициенты условий работы γ_{c1} , γ_{c2} и надежности k , а также коэффициенты M_γ , M_q и M_c находят применительно к слою слабого грунта.

Ширину условного фундамента b_z назначают с учетом рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной z . Если принять, что давление S_{zp} действует по подошве условного фундамента АВ, то площадь A_z его подошвы должна составлять

$$A_z = N_{oII} / S_{zp},$$

где N_{oII} - вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента.

Зная A_z , найдем, ширину условного b_z прямоугольного фундамента по формуле

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (2.14)$$

где $a = (l - b)/2$ (l и b — длина и ширина подошвы проектируемого фундамента).

Для ленточных фундамента $b_z = A_z / l$.

Если условие $s_{zp} + s_{zg} \leq R_z$ при этом не удовлетворяется, то необходимо принять большие размеры подошвы b и l , при которых оно будет удовлетворяться.

Пример 2.1.

Определить основные размеры центрально нагруженного ленточного сборного фундамента наружной стены девятиэтажного жилого дома.

Здание имеет подвал, пол которого на 1,3 м ниже уровня поверхности грунта (рис. 2.7).

Пол подвала бетонный с цементной стяжкой, общая толщина конструкции пола 0,1 м.

Планировочная отметка совпадает с природным рельефом.

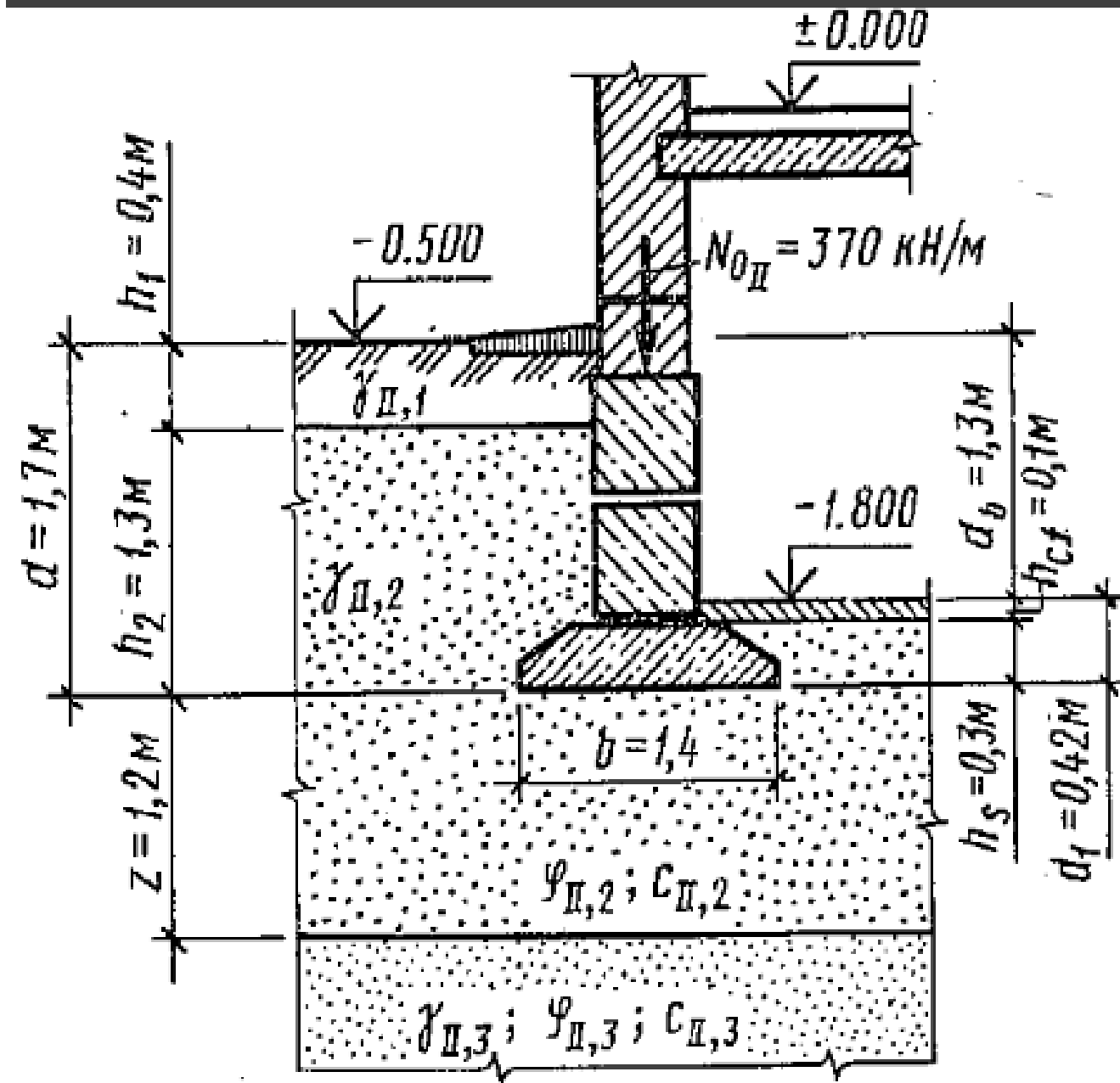


Рис. 2.7. Расчетная схема к примеру 2.1

Расчетная вертикальная нагрузка на 1 м фундамента составляет $N_{oII} = 370$ кН.

Строительная площадка под проектируемое здание имеет следующее геологическое строение:

I — растительный слой мощностью 0,4 м ($\gamma_{II} = 17$ кН/м³);

II — песок средней крупности, средней плотности, мощность слоя 2,5 м ($\gamma_{II} = 19,1$ кН/м³); $\gamma_s = 26,5$ кН/м³; $w = 19\%$; $e = 0,65$; $\varphi_{II} = 30^\circ$; $c_{II} = 2$ кПа; $E = 25$ МПа);

III — песок пылеватый, средней плотности, влажный, мощность слоя 2,6 м ($\gamma_{II} = 18,4 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$; $w = 18\%$; $e = 0,7$; $\varphi_{II} = 24^\circ$; $c_{II} = 4 \text{ кПа}$; $E = 14,5 \text{ МПа}$);

IV — супесь твердая, мощность слоя 4,8 м ($\gamma_{II} = 21 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_s = 27,5 \text{ кН/м}^3$; $w = 20,1\%$; $e = 0,57$; $\varphi_{II} = 25^\circ$; $c_{II} = 14 \text{ кПа}$; $E = 22 \text{ МПа}$);

V — глина полутвердая, мощность слоя 1,8 м ($\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_s = 27,7 \text{ кН/м}^3$; $w = 20\%$; $e = 0,55$; $\varphi_{II} = 20^\circ$; $c_{II} = 65 \text{ кПа}$; $E = 28,2 \text{ МПа}$).

Уровень подземных вод находится на глубине 5,5 м.

Выбираем глубину заложения фундамента d. По конструктивным условиям фундамент должен быть заложен на 0,1-0,5 м ниже пола в подвале.

*При толщине пола - 0,1 м, фундаментной подушки - 0,3 м, глубина заложения составит:
 $1,3 + 0,1 + 0,3 = 1,7$ м (рис. 2.7).*

По геологическим условиям фундамент также можно заложить на глубину 1,7 м.

Рабочим (несущим) слоем будет песок средней крупности.

Подстилающий слой менее прочный (пылеватый песок средней плотности). Это следует учесть при проектировании.

Поскольку глубина промерзания для песков средней крупности не учитывается, глубину заложения фундамента d оставляем равной 1,7 м.

Ширину подошвы фундамента b определяем графически. Для грунтов, характеризуемых углом внутреннего трения $\varphi_{II}=30^\circ$, по табл. 6.1 находим: $M_\gamma=1,15$; $M_q=5,59$; $M_c=7,95$.

Коэффициенты условий работы γ_{c1} и γ_{c2} принимаем по табл. 2.3 для песка средней крупности $\gamma_{c1} = 1,4$; $\gamma_{c2} = 1,2$.

Коэффициент k принимаем равным единице, так как характеристики грунтов определены по данным их испытаний.

Таблица 2.3. Коэффициенты условий работы: γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания.

1 К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет специальных мероприятий.

2 Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимают равным единице.

3 При промежуточных значениях L/ H коэффициент γ_{c2} определяют интерполяцией.

4 Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равными единице.

Таблица 2.4. Безразмерные коэффициенты: M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения $\varphi_{\text{вн}}$, град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{\text{вн}}$, град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	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

Осредненное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундаментов, будет

$$\gamma'_m = (0,4 \times 17 + 1,3 \times 19,1)/(0,4 + 1,3) = 18,6 \text{ кН/м}^3.$$

Приведенную глубину заложения фундамента от уровня пола подвала $\underline{d_1}$ определяем по формуле (2.12) при удельном весе материала пола подвала $\gamma_{cf}=22 \text{ кН/м}^3$:

$$d_1 = 0,3 + 0,1 \times 22/18,6 = 0,42 \text{ м.}$$

Первый график $R=f(b)$ по формуле (2.11) строим по двум точкам: при $b = 0$

$$R = [(1,4 \times 1,2)/1] \times [5,59 \times 0,42 \times 18,6 + (5,59 - 1) \times 1,3 \times 18,6 + 7,95 \times 2] = 286 \text{ кПа};$$

при $b=2$ м

$$R = [(1,4 \times 1,2)/1] \times [1,15 \times 2 \times 19,1 + 5,59 \times 0,42 \times 18,6 + (5,59-1) \times 1,3 \times 18,6 + 7,95 \times 2] = 360 \text{ кПа};$$

Подставляя в формулу $p_{II} = N_{oII}/A + \gamma_m d$ несколько значений b и постоянное значение величины $\gamma_m d = 20 \times 1,7 = 34$ кПа, находим соответствующие значения p_{II} для второго графика:

$$\text{для } b=1 \text{ м} \quad p_{II} = 370/1 + 34 = 404 \text{ кПа};$$

$$\gg b = 1,2 \text{ м} \quad p_{II} = 370/1,2 + 34 = 342 \text{ кПа};$$

$$\gg b = 1,4 \text{ м} \quad p_{II} = 370/1,4 + 34 = 298 \text{ кПа};$$

$$\gg b = 1,6 \text{ м} \quad p_{II} = 370/1,6 + 34 = 265 \text{ кПа};$$

$$\gg b = 2 \text{ м} \quad p_{II} = 370/2 + 34 = 219 \text{ кПа}.$$

По полученным данным строим графики $R=f(b)$ и $p=f(b)$ (рис. 2.8). Точка пересечения двух графиков дает величину $b \approx 1,25$ м.

Принимаем ширину фундамента $b = 1,4$ м, которая соответствует размеру фундаментной подушки из сборных железобетонных плит ФЛ 14.24.

Расчетное сопротивление грунта R для принятой ширины подошвы фундамента составит

$$R = [(1,4 \times 1,2) / 1] \times [1,15 \times 1,4 \times 19,1 + 5,59 \times 0,52 \times 18,6 + (5,59 - 1) \times 1,3 \times 18,6 + 7,95 \times 2] = 338 \text{ кПа.}$$

Проверяем фактическое давление фундамента на основание $p_{\text{ф}}$.

Нагрузка от 1 м фундамента и грунта на его уступах:

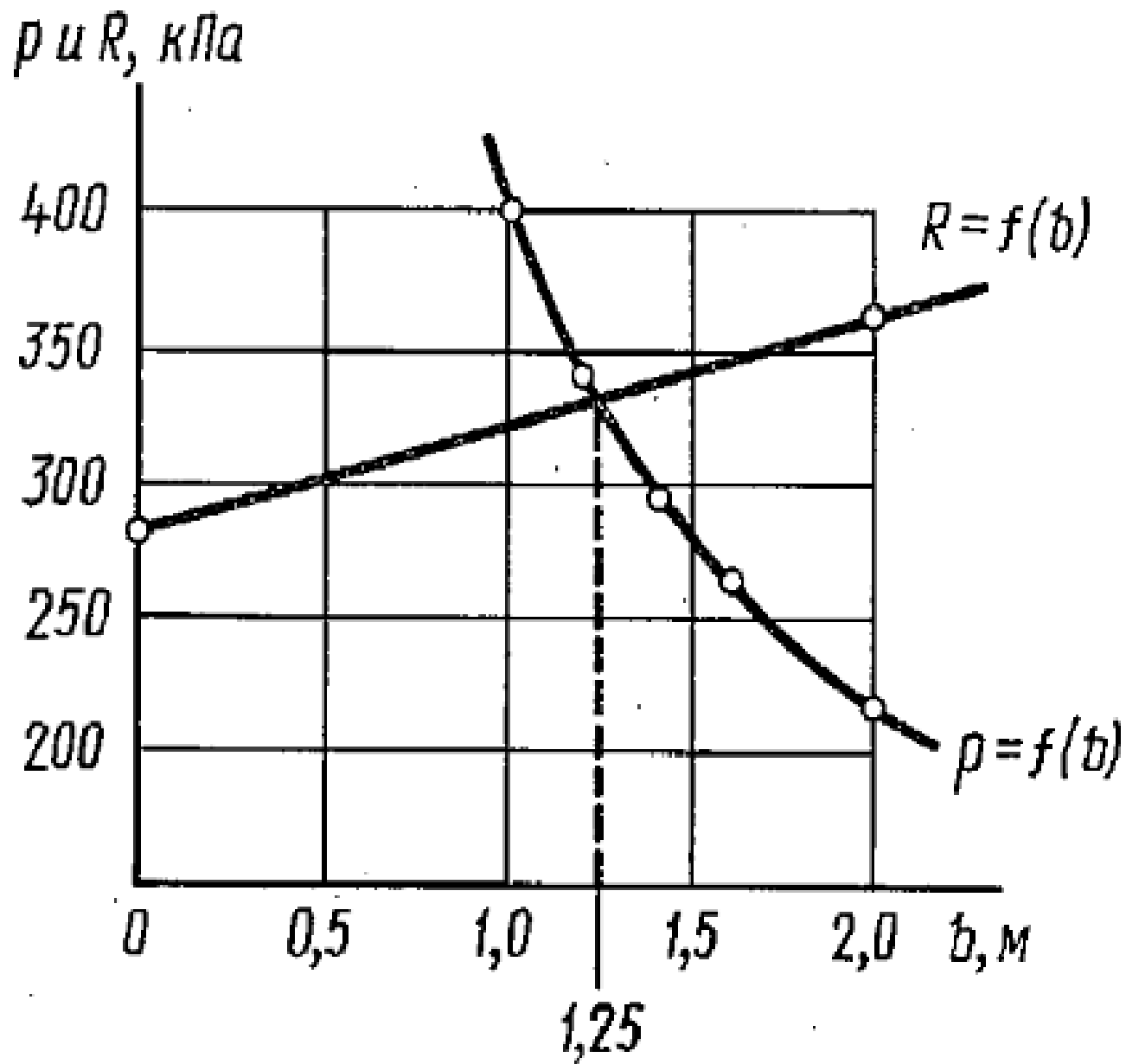


Рис. 2.8. Графический способ определения ширины подошвы фундамента (пример 2.1)

от фундаментной подушки при ее весе 21,8 кН
и длине 2,38 м

$$21,8/2,38 = 9,22 \text{ кН/м};$$

от блоков стены при весе одного блока марки
ФБС 24-6-6, равном 19,6 кН

$$19,6 \times 2/2,38 = 16,5 \text{ кН/м};$$

от грунта $\gamma'_{II}=18,6 \text{ кН/м}^3$) с одной стороны
уступа фундамента при толщине стены подвала
0,6 м

$$0,4 \times 1,4 \times 1 \times 18,6 = 10,4 \text{ кН/м}.$$

Полная нагрузка на фундамент 36,1 кН/м.

Фактическое давление фундамента на основание

$$p_{II} = (370 + 36,1)/(1 \times 1,4) = 290 \text{ кПа} < 338 \text{ кПа}.$$

Условие (2.3) удовлетворяется.

Проверяем давление на слабый подстилающий слой (песок пылеватый), залегающий на глубине 2,9 м, т. е. на расстоянии $z=1,2$ м ниже подошвы фундамента.

По формуле $S_{zg} = \gamma z$ определяем природное давление грунта на глубине заложения фундамента:

$$S_{zg,0} = 17 \times 0,4 + 19,1 \times 1,3 = 32 \text{ кПа.}$$

Природное давление на кровлю пылеватого песка

$$S_{zg} = 17 \times 0,4 + 19,1 \times 2,5 = 55 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление на основание под подошвой фундамента

$$p_0 = p_{II} - S_{zg,0} = 290 - 32 = 258 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление на кровлю подстилающего слоя на глубине $z = 1,2$ м определяем по формуле $S_{zp} = \alpha p_0$

Для $m=\xi = 2 \times 1,2/1,4 = 1.7$ и $n = \eta > 10$
(ленточный фундамент) по табл 2.5 находим $\alpha = 0,619$, отсюда

$$S_{zp} = 0,619 \times 258 = 160 \text{ кПа.}$$

Полное давление на кровлю подстилающего слоя составит

$$S_{zp} + S_{zg} = 160 + 55 = 215 \text{ кПа.}$$

Ширину условного ленточного фундамента
определяем по формуле $b_z = N_{oII} / S_{zp}$,
 $b_z = 370/160 = 2,3 \text{ м.}$

Расчетное сопротивление грунта R_z
подстилающего слоя находим по формуле (2.11).

По табл. 2.4 для $\varphi_{II} = 24^\circ$; находим: $M_\gamma = 0,72$;
 $M_q = 3,85$; $M_c = 6,45$.

По табл. 2.3 для песка пылеватого влажного
находим $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1$.

Принимаем коэффициенты $k = 1$, $k_z = 1$.

Осредненное расчетное значение удельного веса
грунтов γ'_{II} , залегающих выше подстилающего
слоя, определяем:

$$\gamma'_{II} = (17 \times 0,4 + 19,1 \times 2,5) / (0,4 + 2,5) = 18,6 \text{ кН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения условного
фундамента от уровня пола в подвале до
подстилающей слоя

$$d_1 = (2,9 - 1,3 - 0,1) + 0,1 \times 22 / 18,8 = 1,6 \text{ м.}$$

Для принятых условий расчетное
сопротивление R_z грунта подстилающего слоя
равно:

ξ	Коэффициент α для фундаментов							Таблица 2.5
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточны
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	x ($\eta \geq 10$)
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	0,756	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	0,336	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	0,1 32
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 В таблице обозначено: b - ширина или диаметр фундамента, l - длина фундамента.

2 Для промежуточных значений ξ и η коэффициенты α определяют интерполяцией.

$$R_z = [(1,25 \times 1)/1] \times [0,72 \times 2,3 \times 18,4 + 3,85 \times 1,6 \times 18,8 + (3,85 - 1) \times 1,3 \times 18,8 + 6,45 \times 4] = 303 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие (2.13):

$$S_{zp} + S_{zg} = 215 \text{ кПа} < R_z = 303 \text{ кПа}.$$

Проверяемое условие удовлетворяется, поэтому оставляем принятую ширину ленточного фундамента $b = 1,4 \text{ м}$.

2.5. Расчет осадки основания и фундаментов мелкого заложения

Для расчета конечной (стабилизированной) осадки, s , основания и фундаментов мелкого заложения наибольшее распространение получили метод послойного суммирования и метод эквивалентного слоя.

2.5.1. Метод послойного суммирования

В наиболее простой постановке осадка, s , находится только от одних вертикальных напряжений S_{zp} , действующих в основании по оси, проходящей через середину фундамента.

После определения размеров подошвы фундамента и проверки условия $p_{II} \leq R$ ось фундамента совмещают с литологической колонкой грунта и строят эпюру природного давления S_{zg} .

Эпюра S_{zg} строится по оси фундамента начиная от поверхности природного рельефа.

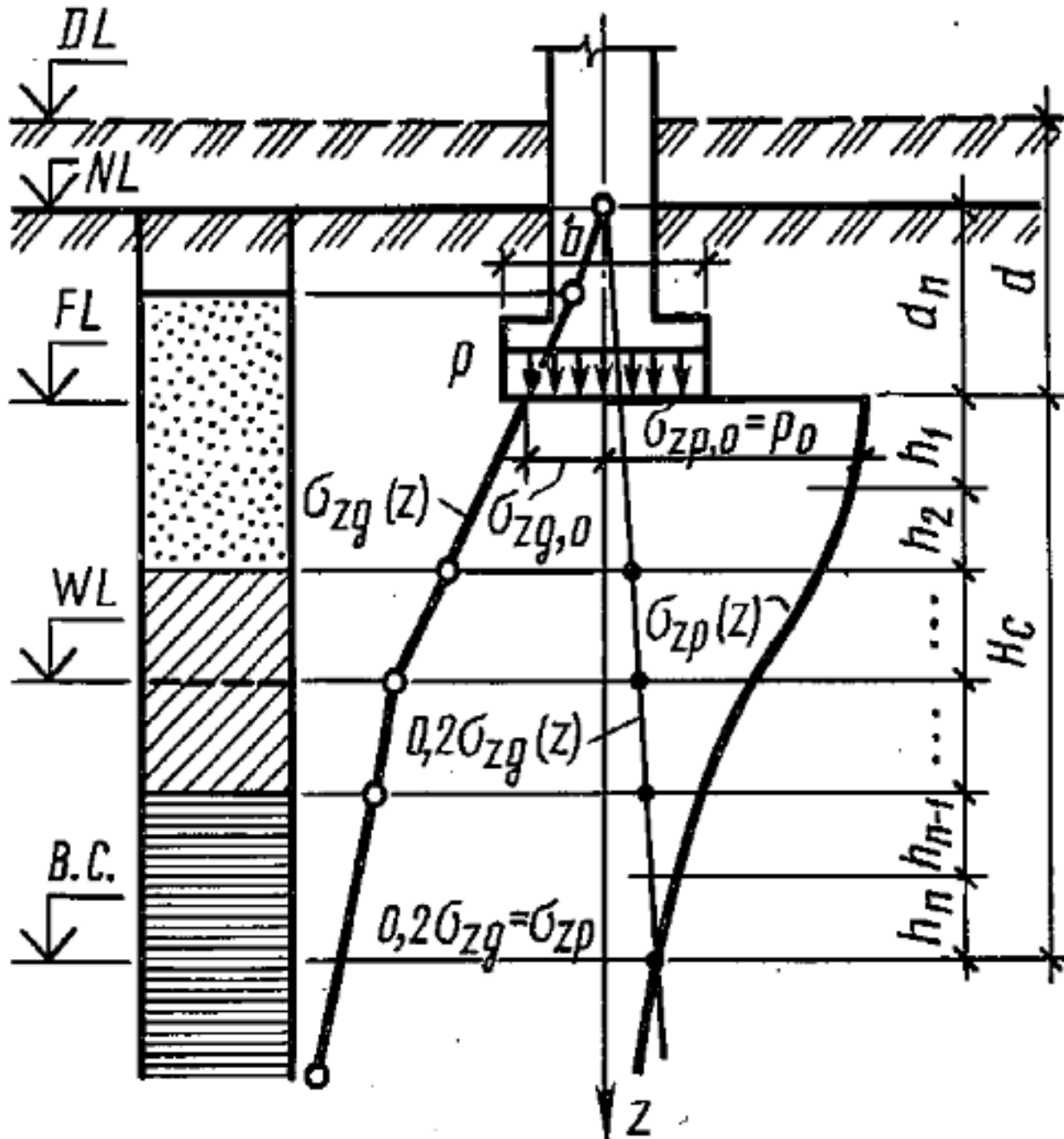


Рис. 2.9.

Литологическая колонка и расчетная схема для определения осадки основания методом послойного суммирования:

DL — отметка планировки;

NL — отметка поверхности природного рельефа;

FL — отметка подошвы фундамента;

WL — уровень подземных вод;

$B.C.$ — нижняя граница сжимаемой толщи

H_c — мощность сжимаемой толщи грунта основания.

Природное давление грунта выше уровня подземных вод определяется по формуле $S_{zg} = \gamma z$,
а ниже уровня подземных вод — с учетом
взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (2.15)$$

где γ_{sb} — удельный вес грунта во взвешенном состоянии;

γ_s — удельный вес частиц грунта; γ_w — удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 ;

e — коэффициент пористости грунта, определяемый по формуле (2.11).

$$e = (\gamma_s / \gamma)(1 + w) - 1 \quad (2.16)$$

где w и γ влажность и удельный вес природного грунта, соответственно.

Затем, зная природное давление на уровне подошвы фундамента S_{zg0} , определяем дополнительное вертикальное давление (сверх природного) на грунт p_0 .

p_0 называем осадочным давлением из-за того, что существенная осадка грунта произойдет только от действия этого дополнительного давления p_0 :

$$p_0 = p_{II} - S_{zg0}, \quad (2.17)$$

где p_{II} — полное давление по подошве фундамента, определяемое по формуле (2.4).

Установив величину p_0 , строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений в грунте.

Эпюру строим по точкам, для чего толщину
грунта ниже подошвы фундамента делим на
элементарные слои.

Напряжение на границе каждого слоя
определяем по формуле (2.18):

$$s_{zp} = \alpha p_0, \quad (2.18)$$

где α — коэффициент, определяемый по табл.
2.5 в зависимости от соотношений $n = \eta = l/b$;
(l — длина, b — ширина подошвы фундамента)
и $m = \xi = 2z/b$

z — расстояние от подошвы фундамента до
точки на оси z , в которой определяется
напряжение s_{zp} .

По нормам толщина элементарных слоев не должна превышать 0,4 ширины b (или диаметра D) подошвы фундамента.

Это повышает точность построения эпюры S_{zp} (эпюра распределения напряжений S_{zp} в пределах каждого слоя - прямоугольная). Расчет осадки s_i производится по формуле одноосного сжатия

$$s_i = \beta S_{zpi} h_i / E_i \quad (2.19)$$

Ограничим сжимаемую толщину глубиной, ниже которой сжатием грунта можно пренебречь (глубина, где дополнительное давление S_{zp} составляет 0,2 природного давления S_{zg} или 0,1 S_{zg} в случае слабых грунтов).

Полную осадку основания s определяем по формуле (2.20) как сумму осадок элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи

$$s = \sum s_i = \beta \sum s_{zpi} h_i / E_i \quad (2.20)$$

Осадку s , прерывистого фундамента, учитывая распределительную способность грунта, определяют как осадку условного сплошного ленточного фундамента (без вычета площади пустот), ширина которого равна ширине укладываемой плиты.

Расчет заканчивают проверкой выполнения условия (2.21)

$$s \leq s_u \quad (2.21)$$

Пример 2.2.

Определить осадку основания ленточного фундамента методом послойного суммирования. $H_1 = 1,8$ м; $\gamma_1 = 20,5$ кН/м³; $E_1 = 20,0$ МПа; $H_2 = 5,8$ м; $\gamma_2 = 20,6$ кН/м³; ; $E_2 = 21,0$ МПа; $N_{II} = 319,4$ кН/м; $b = 1,2$ м; $l = 40,2$ м; $d = 2,4$ м.

Таблица 2.5. Результаты расчета осадки ленточного фундамента

№ слоя	h_i , м	γ_i , кН/м ³	$h_i \times \gamma_i$, кН/м ²	$\sigma_{z_{zi}} = \Sigma (h_i \times \gamma_i)$, кН/м ²	z_{zi} , м	$\xi_i = 2 \frac{z_{zi}}{b}$	α_i	$0.2 \sigma_{z_{zi}}$, кН/м ²	$\sigma_{z_{zi}} = \alpha_i \times p_0$, кН/м ²	p_{i0} , кН/м ²	E_{i0} , кПа	$s_i = 0.8(p_{i0} h_i) / E_{i0}$, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
				49.2	0	0	1	9.84	216.97			
1	0.5	20.5	10.25	59.45	0.5	0.833	0.871	11.89	188.98	202.98	20000	0.0041
1	0.5	20.5	10.25	69.7	1	1.667	0.627	13.94	136.04	162.51	20000	0.0033
1	0.5	20.5	10.25	79.95	1.5	2.5	0.463	15.99	100.46	118.25	20000	0.0024
1	0.3	20.5	6.15	86.1	1.8	3	0.397	17.22	86.14	93.3	20000	0.0011
2	0.5	20.6	10.3	96.4	2.3	3.833	0.319	19.28	69.21	77.68	21000	0.0015
2	0.5	20.6	10.3	106.7	2.8	4.667	0.265	21.34	57.5	63.36	21000	0.0012
2	0.5	20.6	10.3	117	3.3	5.5	0.227	23.4	49.25	53.37	21000	0.001
2	0.5	20.6	10.3	127.3	3.8	6.333	0.198	25.46	42.96	46.11	21000	0.0009
2	0.5	20.6	10.3	137.6	4.3	7.167	0.176	27.52	38.19	40.58	21000	0.0008
2	0.5	20.6	10.3	147.9	4.8	8	0.158	29.58	34.28	36.23	21000	0.0007
2	0.5	20.6	10.3	158.2	5.3	8.833	0.143	31.64	31.03	32.65	21000	0.0006
2	0.5	20.6	10.3	168.5	5.8	9.667	0.131	33.7	28.42	29.72	21000	0.0006
										Итого		0.0182

По результатам расчета методом послойного суммирования ожидаемая осадка S основания ленточного фундамента составила 1.82 см.

$$S = 1.82 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$$

Условия расчета основания ленточного фундамента по второй группе предельных состояний (по деформациям) выполняется.

ξ	Коэффициент α для фундаментов							Таблица 2.5
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточны
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	x ($\eta \geq 10$)
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	0,756	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	0,336	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	0,1 32
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 В таблице обозначено: b - ширина или диаметр фундамента, l - длина фундамента.

2 Для промежуточных значений ξ и η коэффициенты α определяют интерполяцией.

2.5.2. Метод эквивалентного слоя

В этом методе пространственная задача расчета осадок сводится к эквивалентной одномерной.

Осадка определяется с учетом жесткости и формы подошвы фундамента и трех составляющих нормальных напряжений (s_z, s_y, s_x) в предположении, что основание является линейно деформируемым телом.

Максимальную и среднюю осадки гибкого и осадку жесткого фундамента определяем по формуле (2.22):

$$s = p_0 h_g m_v \quad (2.22)$$

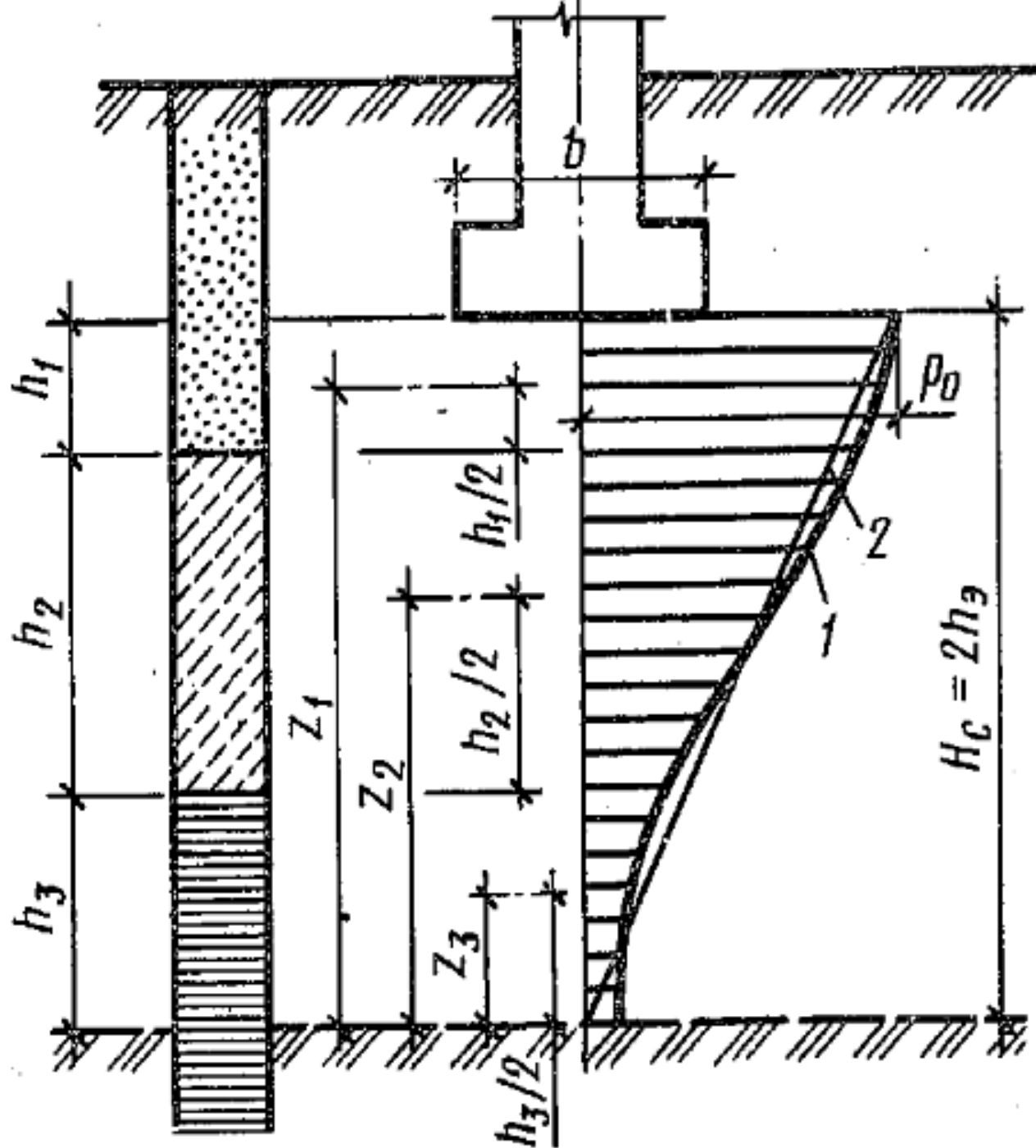


Рис. 2.10.
Расчетная схема к
определению
осадки основания
методом
эквивалентного
слоя для слоистого
напластования
грунтов

Мощность эквивалентного слоя $h_{\text{э}}$, входящую в формулу (2.22), рассчитываем по формуле (2.23):

$$h_{\text{э}} = A\omega b, \quad (2.23)$$

где $A\omega$ — коэффициент эквивалентного слоя, определяемый по табл. 2.6 в зависимости от коэффициента Пуассона для разных грунтов, жесткости и соотношения сторон загруженной площади $n=l/b$;

b — ширина фундамента, м;

l — длина фундамента, м;

m_v - относительный коэффициент сжимаемости грунта, МПа^{-1} .

Осадку слоистого основания методом эквивалентного слоя вычисляем приближенно.

Вводится в расчет средневзвешенное значение относительного коэффициента сжимаемости грунта в пределах сжимаемой толщи $\bar{m}_v$, определяемое по формуле (2.24)

$$\bar{m}_v = (\sum h_i m_{vi} z_i) / (2 h_g^2) \quad (2.24)$$

где m_{vi} - относительный коэффициент сжимаемости грунта i -го слоя;

z_i - расстояние от середины i -го слоя до глубины $2h_g$.

Осадку фундамента методом эквивалентного слоя на слоистом основании рассчитывают по формуле (2.25).

$$s = p_0 h_g \bar{m}_v \quad (2.25)$$

Метод эквивалентного слоя существенно упрощает расчет осадок фундаментов.

Наиболее целесообразно этот метод применять в расчетах фундаментов площадью до $20...30 \text{ м}^2$ при однородных или слоистых напластованиях, в которых сжимаемость отдельных слоев мало отличается друг от друга, а также в случае слабых грунтов.

Пример 2.3

Определить методом элементарного суммирования стабилизированную осадку с ленточного сборного фундамента, рассмотренного в примере 2.1.

Ширина фундамента $b = 1.4$ м. глубина заложения $d = 1,7$ м (см. рис. 2.7), среднее давление под подошвой $p_{II} = 290$ кПа. Данные о строительной площадке и свойствах грунтов приведены в примере 2.1 и литологической колонке на рис. 2.11.

Дополнительное давление на грунт определено в примере 2.1 и составляло $p_0 = 258$ кПа.

Вычисляем ординаты эпюры природного давления s_{zg} по формуле $s_{zg} = \gamma z$ и вспомогательной эпюры $0,2 s_{zg}$, необходимой для определения глубины расположения нижней границы снимаемой толщи грунта:

на поверхности земли при совпадении планировочной отметки (DL) с отметкой природного рельефа (NL)

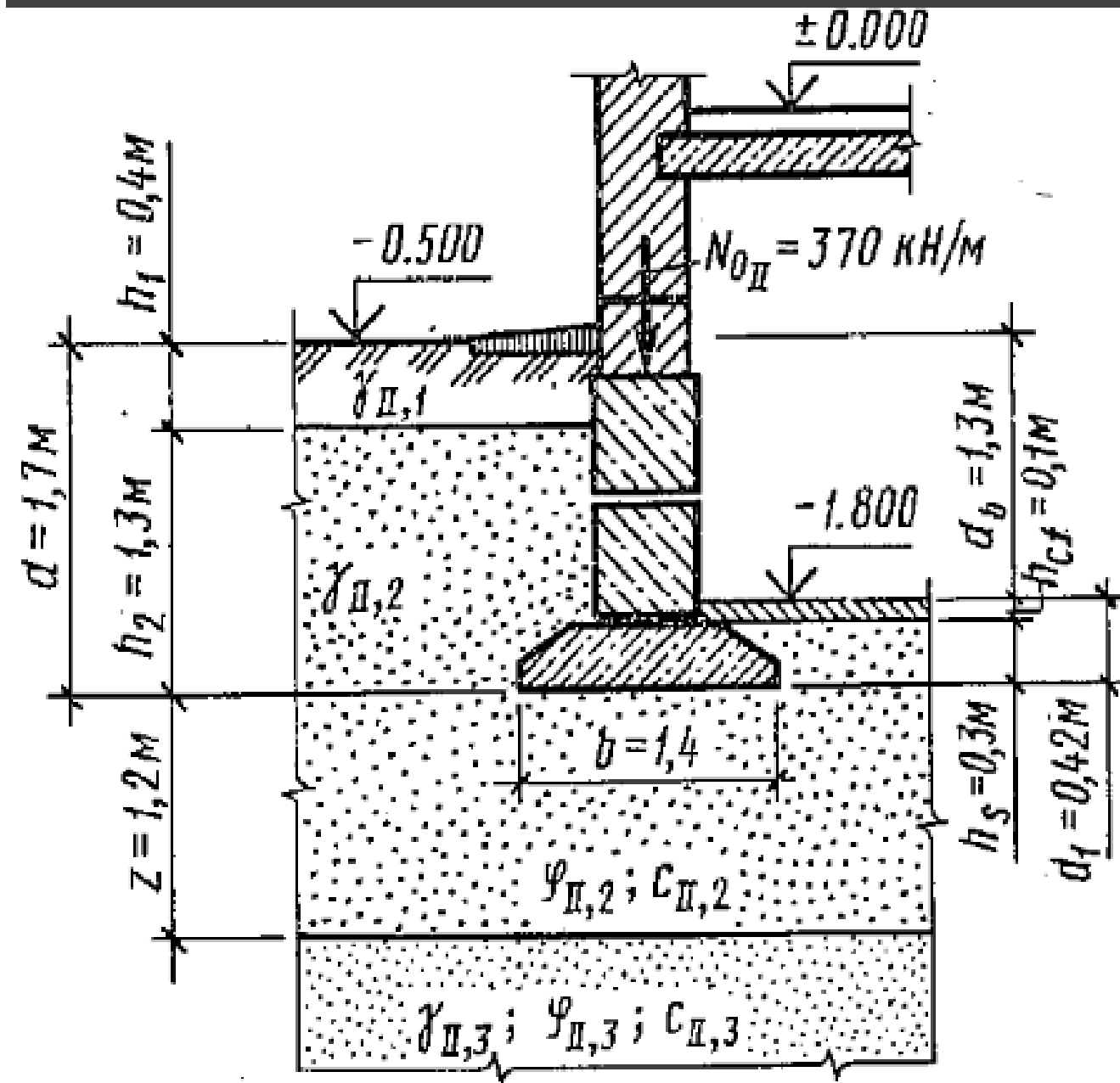


Рис. 2.7. Расчетная схема к примеру 2.1

$$S_{zg}^0 = 0; \quad 0,2 S_{zg}^0 = 0;$$

на контакте I и II слоев (глубина 0,4 м)

$$S_{zg}^I = 17 \times 0,4 \approx 7,0 \text{ кПа}; \quad 0,2 S_{zg}^I = 1,4 \text{ кПа};$$

на контакте II и III слоев (глубина 2,9 м)

$$S_{zg}^{II} = 7 + 19,1 \times 2,5 = 55 \text{ кПа}; \quad 0,2 S_{zg}^{II} = 11 \text{ кПа};$$

на контакте III и IV слоев (глубина 5,5 м)

$$S_{zg}^{III} = 55 + 18,4 \times 2,6 = 103 \text{ кПа}; \quad 0,2 S_{zg}^{III} = 21 \text{ кПа};$$

IV слой грунта (супесь) расположен ниже уровня подземных вод. Удельный вес супеси с учетом взвешивающего действия воды определяем по формуле

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

$$\gamma_{sb} = (27,5 - 10) / (1 + 0,57) = 11,2 \text{ кН/м}^3$$

У слой грунта (глина полутвердая) является водоупором.

Тогда природное давление грунта на контакте IV и V слоев (глубина 10,2 м):

с учетом взвешивающего действия воды

$$S_{zg,1}^{IV} = 103 + 11,2 \times 4,8 = 157 \text{ кПа}; \quad 0,2 S_{zg,1}^{IV} = 31 \text{ кПа};$$

без учета взвешивающего действия воды

$$S_{zg,2}^{IV} = 103 + 21 \times 4,8 = 204 \text{ кПа}; \quad 0,2 S_{zg,2}^{IV} = 41 \text{ кПа};$$

в V слое на глубине 12 м

$$S_{zg}^V = 204 + 20 \times 1,8 = 240 \text{ кПа}; \quad 0,2 S_{zg}^V = 48 \text{ кПа};$$

Полученные значения ординат эпюры природного давления S_{zg} и вспомогательной эпюры $0,2 S_{zg}$ наносим на геологический разрез (рис. 2.8).

Ординаты эпюры дополнительного давления S_{zp} определяем по формуле $S_{zp} = \alpha p_0$.

Значения α находим по табл. 2.5 при $n = \eta > 10$.
Результаты расчета приведены в табл. 10.3.

Полученные значения ординат эпюры наносим на геологический разрез.

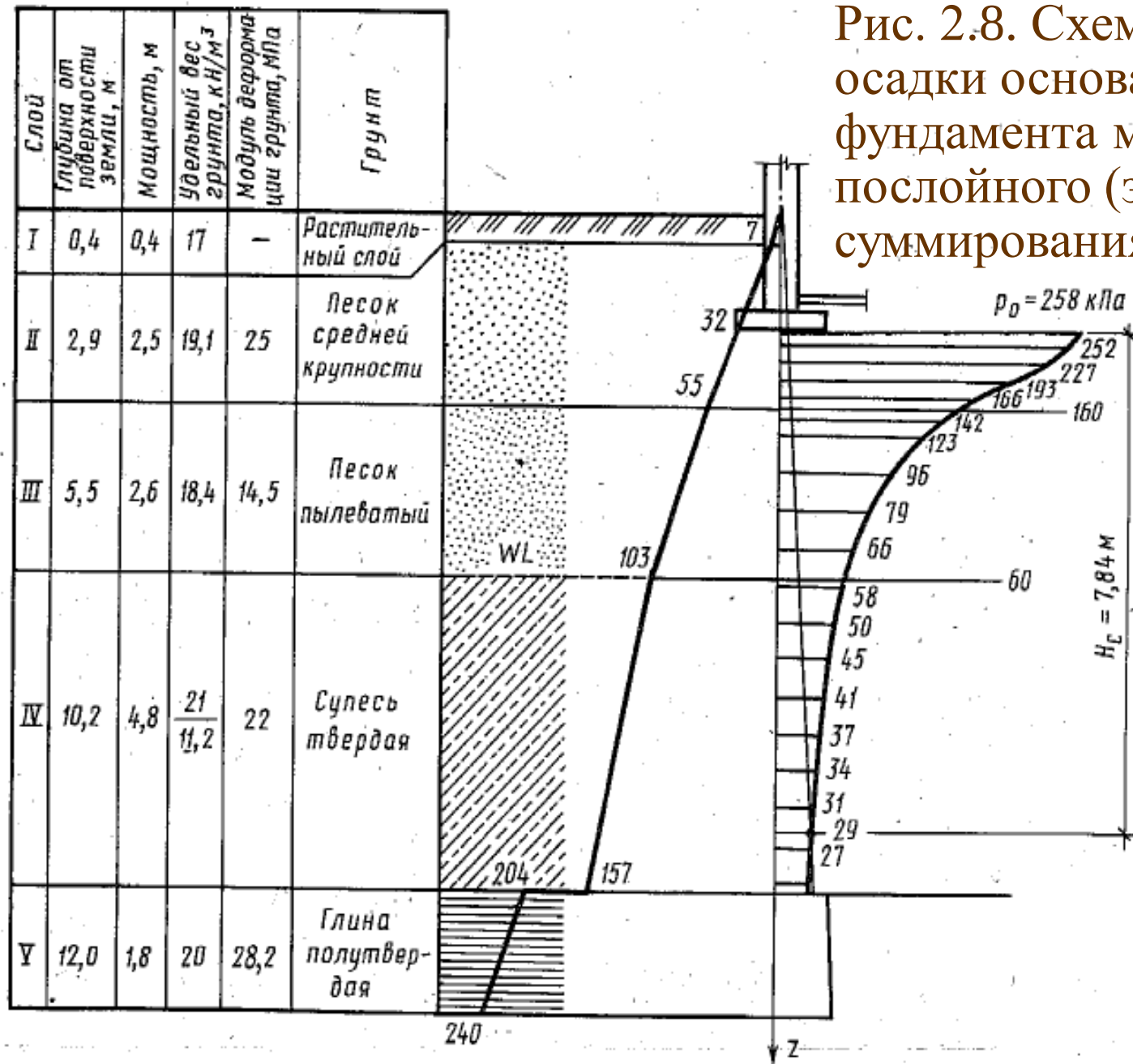
В точке пересечения эпюры дополнительных давлений со вспомогательной эпюрой находим нижнюю границу сжимаемой толщи: $H = 7,84$ м.

Таблица 2.7. Значения ординат эпюры дополнительных давлений (к примеру 2.3)

$m=2z/b$	$z=mb/2$, м	α	σ_{zp} , кПа	Слой основания	E , МПа
1	2	3	4	5	6
0,0	0,00	1,000	258	II	25
0,4	0,28	0,977	252		
0,8	0,56	0,881	227		
1,2	0,84	0,755	193		
1,6	1,12	0,642	166		
1,7	1,20	0,619	160		
2,0	1,40	0,550	142	III	14,5
2,4	1,68	0,477	123		
2,8	1,96	0,420	108		
3,2	2,24	0,374	96		
3,6	2,52	0,337	87		
4,0	2,80	0,306	79		
4,4	3,08	0,280	72		
4,8	3,36	0,258	66		
5,2	3,64	0,239	62		
5,4	3,80	0,231	60		
5,6	3,92	0,223	58	IV	22
6,4	4,48	0,196	50		
7,2	5,04	0,175	45		
8,0	5,60	0,158	41		
8,8	6,16	0,143	37		
9,6	6,72	0,132	34		
10,4	7,28	0,122	31		
11,2	7,84	0,113	29		
12,0	8,4	0,106	27		

Граница сжимаемой
толщи

Рис. 2.8. Схема к расчету осадки основания и фундамента методом послойного (элементарного) суммирования (пример 2.3)



Определяем осадку s_i каждого слоя грунта основания по формуле

$$s_i = s_{zpi} h_i \beta / E_i$$

$$s_{II} = \frac{0,8}{25000} \left(\frac{258+252}{2} \cdot 28 + \frac{252+227}{2} \cdot 28 + \frac{227+193}{2} \cdot 28 + \frac{193+160}{2} \cdot 36 \right) = 0,83 \text{ см};$$

осадка III слоя

$$s_{III} = \frac{0,8}{14500} \left(\frac{160+142}{2} \cdot 20 + \frac{142+123}{2} \cdot 28 + \frac{123+108}{2} \cdot 28 + \frac{108+96}{2} \cdot 28 + \frac{96+79}{2} \cdot 56 + \frac{79+66}{2} \cdot 56 + \frac{66+60}{2} \cdot 44 \right) = 1,35 \text{ см};$$

осадка IV слоя

$$s_{IV} = \frac{0,8}{22000} \left(\frac{60+50}{2} \cdot 68 + \frac{50+41}{2} \cdot 112 + \frac{41+34}{2} \cdot 112 + \frac{34+29}{2} \cdot 112 \right) = 0,57 \text{ см}.$$

Полная осадка фундамента s

$$s = 0,83 + 1,35 + 0,57 = 2,75 \text{ см}.$$

**Таблица 2.8. Предельные деформации основания фундаментов
объектов нового строительства**

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментом		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Максимальная $S_u^{\max}$ или средняя $\bar{S}_u$ осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	-	10
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,003		15
стальным	0,004	-	15
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	-	18
2 Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	20
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	-	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020		12
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024		18

Проверяем условие $s \leq s_u$

В соответствии с данными табл. 2.8 предельное значение осадки s_u для проектируемого здания составляет 10 см.

Тогда $s = 2,75 \text{ см} < 10 \text{ см}$, т. е. условие $s \leq s_u$ удовлетворяется.

Пример 2.4

Определить методом эквивалентного слоя осадку фундамента, рассчитанного в примере 2.2. Среднее осадочное давление по подошве фундамента $p_0 = 258 \text{ кПа}$, ширина подошвы $b = 1,4 \text{ м}$.

В основании преобладают пески, поэтому мощность эквивалентного слоя определим при коэффициенте Пуассона $\nu = 0,2$.

По табл. 2.6 находим $A\omega = 2,4$, тогда во формуле $h_{\text{э}} = A\omega b$ имеем

$$h_{\text{э}} = 2,4 \times 1,4 = 3,36 \text{ м.}$$

Мощность сжимаемой толщи составит

$$H = 2h_{\text{э}} = 2 \times 3,36 = 6.72 \text{ м.}$$

При глубине заложения фундамента 1,7 м в эту толщу входят грунты II, III и IV слоя (рис. 2.9), характеризующиеся следующими модулями деформации: $E_{II} = 25 \text{ МПа}$, $E_{III} = 14,5 \text{ МПа}$, $E_{IV} = 22 \text{ МПа}$.

Воспользовавшись соотношением $m_v = \beta/E$, вычислим относительные коэффициенты сжимаемости входящих в сжимаемую толщу грунтов:

для песка средней крупности $\nu = 0,2$;
 $\beta = 1 - 2\nu^2/(1 - \nu) = 0,9$ $m_v = 0,9/25 =$
 $0,036 \text{ МПа}^{-1}$

для песка пылеватого $\nu = 0,25$;

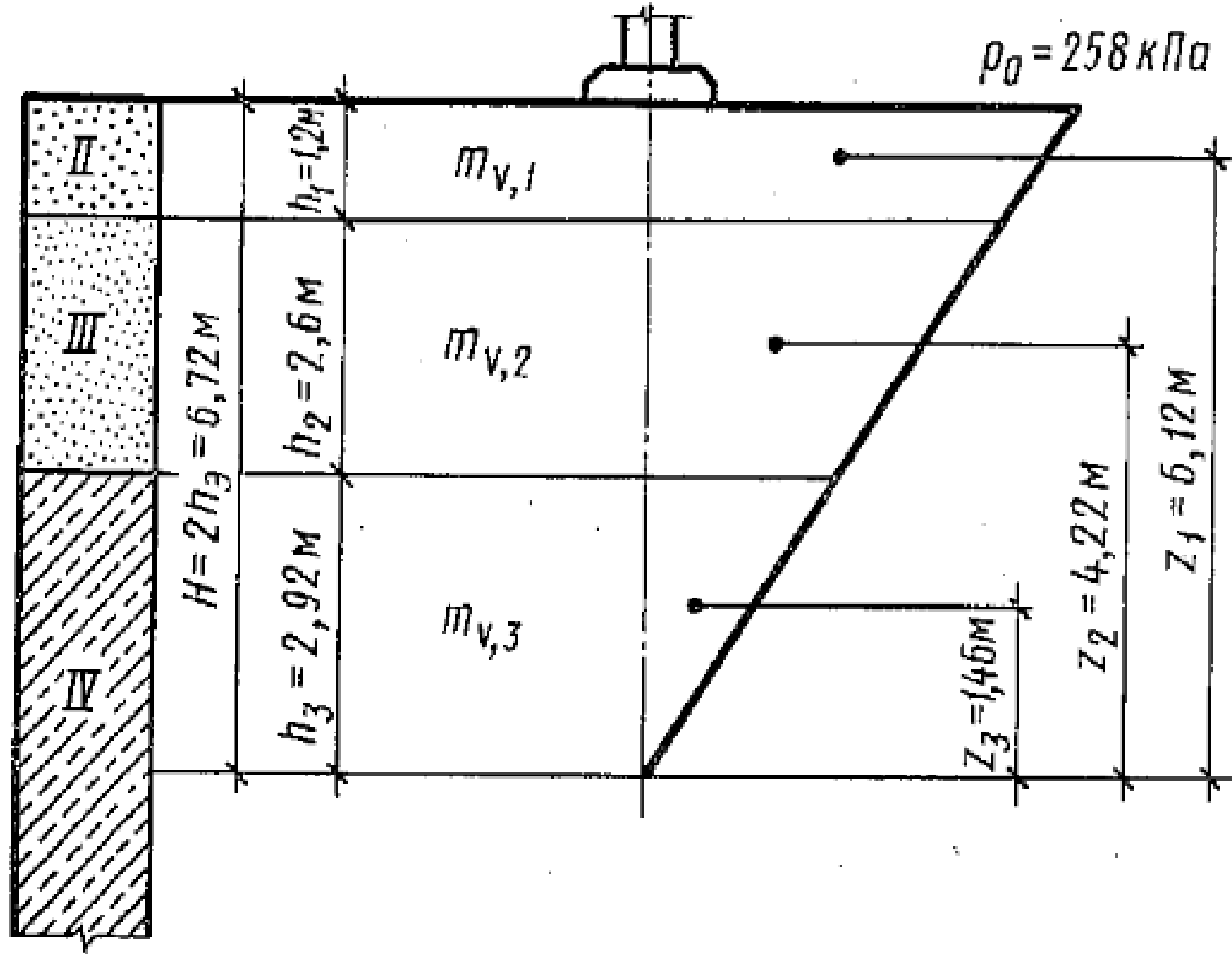


Рис. 2.9. Схема к расчету осадки фундамента методом эквивалентного слоя (пример 2.4)

$$\beta = 0,83 \quad m_v = 0,83/14,5 = 0,057 \text{ МПа}^{-1}$$

для супеси $\nu = 0,27$;

$$\beta = 0,8 \quad m_v = 0,8/22 = 0,036 \text{ МПа}^{-1}$$

Определим средний относительный коэффициент сжимаемости грунта по формуле $\bar{m}_v = (\sum h_i m_{vi} z_i) / (2 h_g^2)$
 $(0,036 \times 1,2 \times 6,12 + 0,057 \times 2,6 \times 4,22 + 0,036 \times 2,92 \times 1,46) / (2 \times 3,36^2) =$
 $= 0,046 \text{ МПа}^{-1} = 4,6 \times 10^{-5} \text{ кПа}^{-1}$.

Осадку фундамента определим по формуле $s = p_0 h_g m_v$
 $s = 3.36 \times 4,6 \times 10^{-5} \times 258 = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см}$.

Проверяем условие $s \leq s_u$

$s = 4 \text{ см} < s_u = 10 \text{ см}$, т. е. поставленное условие также удовлетворяется.

2.6. Учет влияния соседних фундаментов

Если в непосредственной близости от рассчитываемого фундамента располагается еще один или несколько фундаментов, то может оказаться, что загрузка соседних фундаментов приведет к увеличению осадки рассчитываемого фундамента.

Задачу учета влияния соседних фундаментов наиболее просто можно решить, если применить метод эквивалентного слоя для угловой точки загруженной площади.

Последовательность расчета в этом случае аналогична определению напряжений методом угловых точек.

Для определения осадки какой-либо точки M площадь нагружения разбивается на прямоугольники таким образом, чтобы эта точка для каждого прямоугольника с равномерно распределенной нагрузкой была угловой (см. рис. 2.10).

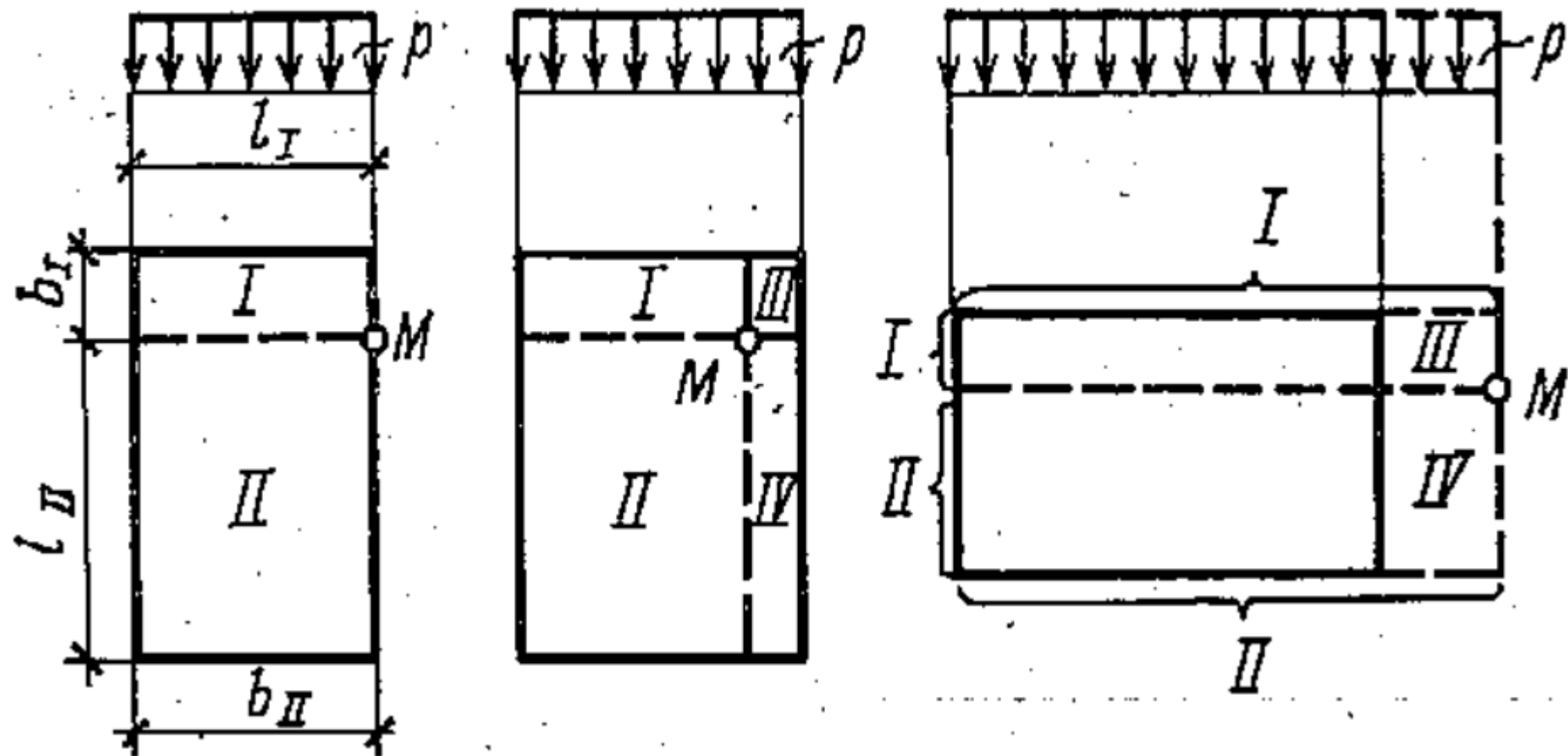


Рис. 2.10. Схема для расчета напряжений методом угловых точек

Осадка угловой точки определяется по формуле

$$s = p_0 h_{\text{э}} m_v ,$$

в которую вместо $h_{\text{э}}$, подставляется $h_{\text{эс}} = A\omega_c$,

где $A\omega_c$ - коэффициент эквивалентного слоя угловой точки.

$$A\omega_c = 0,5A\omega_o ,$$

где $A\omega_o$ - коэффициент эквивалентного слоя для центра прямоугольной площади нагрузки.

На практике чаще всего рассматривается схема, где точка M лежит вне контура загруженной площади (рис. 2.10, в).

Тогда, учитывая действие фиктивной нагрузки, осадка точки M определится по формуле

$$s = (h_{\text{эс}}^I + h_{\text{эс}}^{II} - h_{\text{эс}}^{III} - h_{\text{эс}}^{IV}) m_v p_0 \quad (2.26)$$

где $h_{\text{эс}}$ - мощности эквивалентного слоя точки M для прямоугольников, нагруженных действительной и фиктивной нагрузками.

Пример 2.5

Определить осадку сборных железобетонных фундаментов под колонны с учетом их взаимного влияния. Фундаменты (рис. 2.11) имеют подошву квадратной формы размером $2,1 \times 2,1$ м и заложены на глубину $d = 1,9$ м. Дополнительное (осадочное) давление по подошве фундаментов $p_0 = 289$ кПа.

Основание сложено мощным слоем песчаного грунта ($\nu = 0,2$), характеризуемого относительным коэффициентом сжимаемости $m_v = 4,8 \times 10^{-5}$ кПа $^{-1}$.

Полная осадка фундамента s_{Π} в рассматриваемом случае будет складываться из осадки s от его собственного нагружения (собственная осадка) и дополнительной осадки $s_{\text{доп}}$ от нагружения соседнего фундамента.

Собственную осадку фундамента s найдем по формуле

$$s = p_0 h_{\text{э}} m_v$$

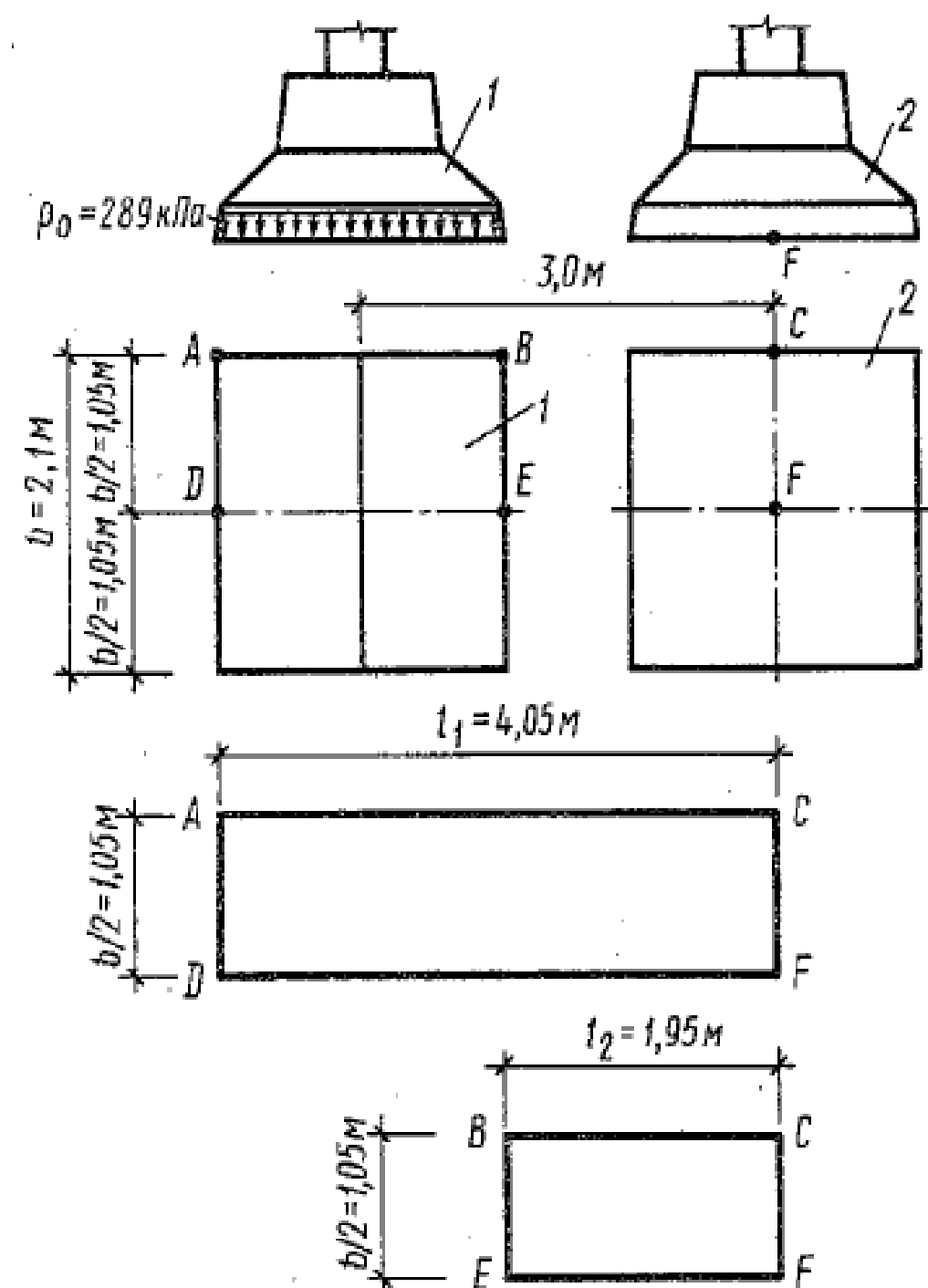


Рис. 2.11.
 Определение осадки
 основания в точке F
 и фундаментов с
 учетом их
 взаимного влияния

предварительно установив мощность эквивалентного слоя $h_{\text{э}}$ по формуле $h_{\text{э}} = A\omega b$

При $\nu = 0,2$ и $n = l/b = 2,1/2,1 = 1$ по табл. 2.6 находим $A\omega_m = 1,01$, тогда $h_{\text{э}} = 1,01 \times 2,1 = 2,12$ м, а осадка фундамента

$$s = 2,12 \times 4,8 \times 10^{-5} \times 289 = 0,029 \text{ м} = 2,9 \text{ см.}$$

Дополнительную осадку фундамента $s_{\text{ДОП}}$ от загрузки соседнего найдем, применив метод угловых точек.

Согласно рис. 2.11, центральная точка F рассматриваемого фундамента является угловой для прямоугольников загрузки $ACFD$ и $BCFE$.

Поскольку прямоугольник $BCFE$ не загружен (фиктивная нагрузка), дополнительная осадка в точке F фундамента 2 от загрузки фундамента 1 определится следующим образом:

$$s = 2(s_F^{ACFD} - s_F^{BCFE}) = 2(h_{\text{эс}}^{ACFD} - h_{\text{эс}}^{BCFE}) m_{\nu} p_0$$

где s_F^{ACFD} и s_F^{BCFE} - соответственно осадки угловой точки F прямоугольников $ACFD$ и $BCFE$.

Для прямоугольника $ACFD$ $n = 4,05/1,05 = 3,9$. Коэффициент эквивалентного слоя для угловой точки $A\omega_c$ при $\nu = 0,2$ найдем по табл. 2.6.

$$A\omega_c = 0,5A\omega_o = 0,5 \times 2,078 = 1,039.$$

Мощность эквивалентного слоя
 $h_{эс}^{ACFD} = 1,039 \times 1,05 = 1,09$ м.

Для прямоугольника $BCFE$ $n = 1,95/1,05 = 1,9$,
тогда $A\omega_c = 0,5 \times 1,6 = 0,8$; $h_{эс}^{BCFE} = 0,8 \times 1,05 = 0,84$ м.

Дополнительная осадка фундамента 2 от загрузки фундамента 1 $s_{доп} = 2(1,09 - 0,84) \times 4,8 \times 10^{-5} \times 289 = 694 \times 10^{-5} = 0,7$ см.

Полная осадка фундаментов под колонны с учетом их взаимного влияния составит

$$s_{II} = s + s_{доп} = 2,9 + 0,7 = 3,6 \text{ см.}$$

2.7. Определение кренов фундаментов

Крен фундамента может быть вызван внецентренным приложением равнодействующей внешних сил, влиянием соседних фундаментов или неоднородностью грунтов основания.

В случае внецентренного приложения нагрузки крен жесткого фундамента определяется по формуле

$$i = [(1 - \nu^2)/E]k_e[(Ne)/(a/2)^2] \quad (2.27)$$

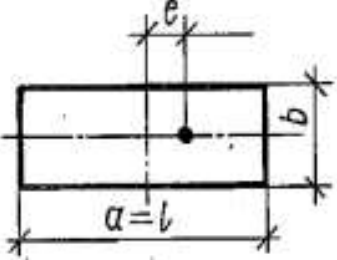
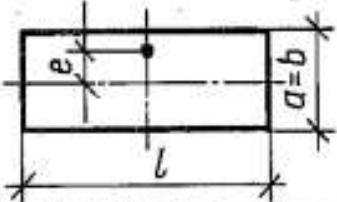
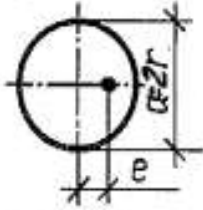
где E и ν - соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания;

k_e — коэффициент, принимаемый по табл. 2.9;

N — вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы;

e — эксцентриситет приложения равнодействующей;

Таблица 2.9 Значения коэффициента k_e

Форма фундамента и направление действия момента	$m = l/b$	Коэффициент k_e при $2H_c/b$, равном						
		0,5	1	1,5	2	3	5	∞
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,56	2,00
То же, с моментом вдоль меньшей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07
Круглый 	—	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75

Примечание. H_c — мощность сжимаемой толщи

a — диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент.

Следует отметить, что если ширина фундамента $b < 10$ м, в формуле (2.27) принимается $N = p_0 A$, при $b > 10$ м $N = p \cdot A$, где p_0 и p — соответственно дополнительное и полное давления на основание, A — площадь подошвы фундамента.

Если же причиной возникновения крена является нагружение соседнего фундамента или действие какой-либо другой односторонней нагрузки (например, нагрузка на полы), то его определяют по формуле

$$i_{II} = (s_2 - s_1)L \quad (2.28)$$

где s_1 и s_2 — осадки противоположных сторон фундамента;
 L — расстояние между рассматриваемыми точками (см. рис. 2.12, в).

По этой же формуле определяют крен, вызванный неоднородностью грунтов основания, а также крен жесткого сооружения, опирающегося на систему фундаментов.

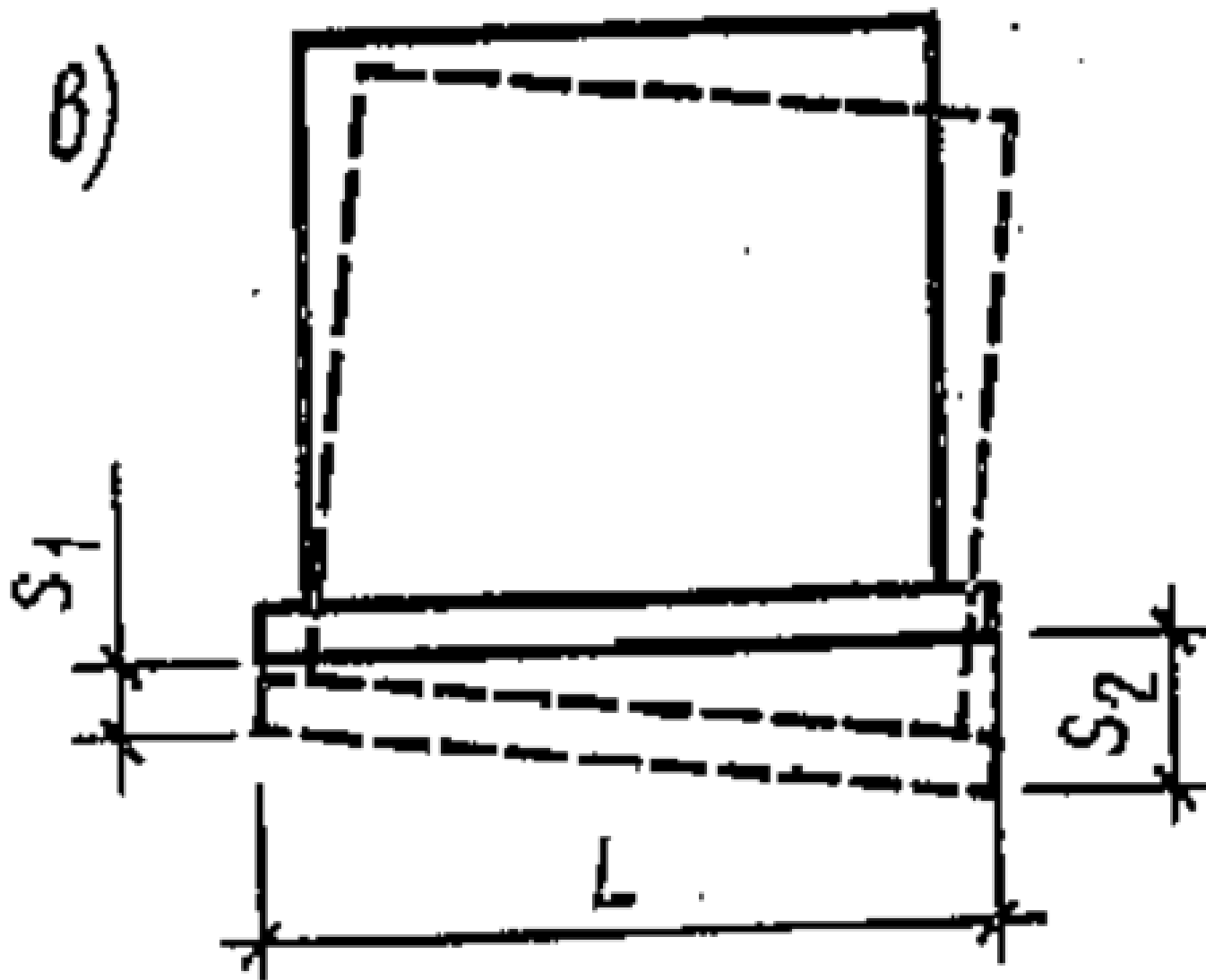


Рис. 2.12. Схема крена жесткого сооружения

В последнем случае s_2 и s_1 — соответственно большая и меньшая осадки фундаментов системы, а L — расстояние между осями этих фундаментов.

Крен фундаментов не определяется, если конструкция надземной части сооружения исключает их поворот.

2.8. Проверка устойчивости фундаментов мелкого заложения

Проверка устойчивости фундаментов мелкого заложения (расчет по первому предельному состоянию) заключается в выполнении условия (2.29).

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n \quad (2.29)$$

где F - расчетная нагрузка на основание, кН;

F_u - сила предельного сопротивления основания, кН;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый:

для песков, кроме пылеватых.....1,0

для песков пылеватых, а также 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

сильновыветрелых.....0,8;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности.

Чаще всего необходимость такой проверки возникает при нагружении фундаментов значительными горизонтальными нагрузками, действие которых может вызвать следующие формы потери устойчивости: опрокидывание, плоский сдвиг по подошве, глубинный сдвиг с захватом грунта основания.

Проверка на опрокидывание производится только в тех случаях, когда имеет место отрыв части подошвы фундамента от основания (двузначная эпюра давления па грунт).

На практике такая ситуация характерна для фундаментов безраспорных конструкций, имеющих большую высоту (подпорные стенки, дымовые трубы и т. п.).

Устойчивость на опрокидывание оценивается в этом случае коэффициентом устойчивости k_{st} , равным отношению моментов удерживающих и опрокидывающих сил относительно условно принимаемого центра поворота

$$k_{st} = M_{y\partial}/M_{onp} \quad (2.30)$$

При недопустимости отрыва части подошвы от основания, когда равнодействующая проходит внутри ядра сечения подошвы фундамента, опрокидывание невозможно и эту проверку не проводят.

Устойчивость фундамента на плоский сдвиг по подошве проверяется в обязательном порядке.

В общем случае необходимые для этой проверки расчетные сдвигающие и удерживающие силы, действующие на фундамент, определяются по формуле

$$\sum F_{sa} \leq \gamma_c \sum F_{sr} / \gamma_n \quad (2.31)$$

где F_{sa} и F_{sr} — соответственно суммы проекций на плоскость скольжения расчетных сдвигающих и удерживающих сил.

Для определения удерживающих сил используем уравнение

$$\tau_{np} = s_\alpha \cdot \operatorname{tg} \bar{f} + c \quad (2.32)$$

где τ_{np} - предельное сопротивление грунта сдвигу,

s_α - нормальное к площадке напряжение;

$\bar{f}$ и c — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

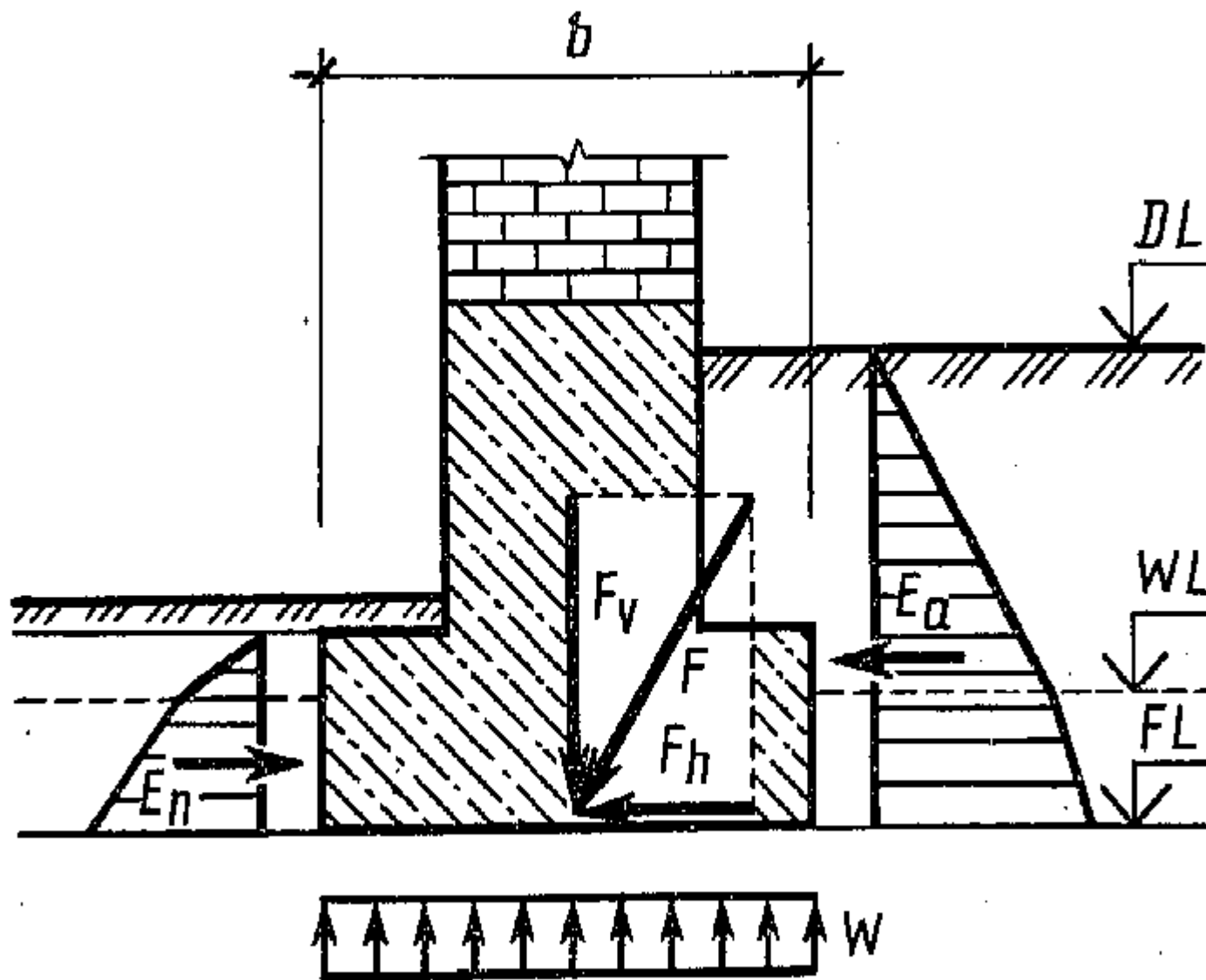


Рис. 2.13. Схема к расчету фундамента на плоский сдвиг

Исходя из изложенного выше и используя для определения удерживающих сил уравнение (2.31), применительно к расчетной схеме на рис. 2.13 эти величины можно выразить формулами

$$\sum F_{sa} = F_h + E_a; \quad (2.33)$$

$$\sum F_{sr} = (F_v - WA) \operatorname{tg} \varphi + Ac + E_n \quad (2.33a)$$

где F_h и F_v — касательная и нормальная составляющие равнодействующей F в уровне подошвы фундамента;

W — взвешивающее давление воды на подошву фундамента при высоком залегании уровня подземных вод;

A — площадь подошвы фундамента;

E_a и E_n — равнодействующие активного и пассивного давления грунта на фундамент.

Если условие (2.31) не удовлетворяется, то увеличивают вес фундамента или вертикальную нагрузку на него.

Устойчивость фундаментов на плоский сдвиг может быть значительно увеличена конструктивными мероприятиями.

К ним относятся: устройство полов в подвале здания, введение затяжек в распорные конструкции, объединение фундаментов в жесткую пространственную систему и т. п.

В большинстве случаев эти мероприятия вообще снимают вопрос о проверке фундаментов на плоский сдвиг по подошве, поскольку ограничивают или практически полностью исключают их горизонтальное перемещение.

2.9. Основные положения проектирования гибких фундаментов

Ленточные фундаменты большой длины, загруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, балки на грунте, а также большинство плитных фундаментов относятся к гибким фундаментам.

В отличие от жестких фундаментов, собственные деформации которых ничтожно малы по сравнению с деформациями грунта, деформации гибких фундаментов соизмеримы с деформациями основания.

Поэтому, *гибкий фундамент и его основание работают под нагрузкой совместно*, образуя единую систему, а *реактивное давление p_x грунта изменяется по сложному закону, существенно отличающемуся от линейного.*

Определение реактивного давления p_x из расчета совместного деформирования фундамента с основанием является основной задачей при проектировании гибких фундаментов.

В общем случае *реактивное давление p_x на фундамент зависит:*

- *от жесткости фундамента, его размеров и формы;*

- *характеристик деформируемости основания;*
- *величины, характера и расположения нагрузки;*
- *жесткости надземной части сооружения.*

2.9.1. Расчет ленточных фундаментов

В задачу расчета гибкого ленточного фундамента входят:

- *определение реактивного давления p_x грунта по подошве фундамента;*
- *вычисление внутренних усилий, действующих в фундаменте;*
- *установление размеров поперечного сечения фундамента и его необходимого армирования.*

При расчете реактивного давления p_x грунта *гибкий ленточный фундамент рассматривается как балка на упругом основании, изгибающаяся под действием приложенных к ней внешних нагрузок.*

Если пренебречь трением между подошвой фундаментной балки и грунтом основания, что идет в запас прочности, дифференциальное уравнение ее изгиба можно представить в виде

$$EI d^4z/dx^4 = - p_x \quad (2.34)$$

где: EI — жесткость балки; z — прогиб балки в точке с координатой x ; p_x — реактивное давление в той же точке.

В дифференциальном уравнении (2.34) имеются *две неизвестные функции*:

- одна – *уравнение изогнутой оси балки $z = f(x)$,*
- вторая - *закон распределения реактивных давлений грунта $p_x = f(x)$.*

Поэтому решение может быть получено лишь при условии составления *второго уравнения*, в котором будут *связаны между собой осадки различных точек балки и реактивное давление грунта*.

В зависимости от гипотезы, принятой для установления второго уравнения, различают *два основных метода расчета балки, лежащей на упругом основании*:

- *метод местных упругих деформаций*
- *метод упругого полупространства.*

Оба метода базируются на одноименных *моделях грунтового основания*.

Уравнение (2.34) содержит жесткость фундамента EI , что требует *предварительного назначения размеров его сечения*.

Это делают исходя *из схемы линейного распределения реактивных усилий p_x* , принимая *равномерное или трапецевидное распределение давления по подошве*.

Поясним сказанное на примере.

На рис. 2.14 показана фундаментная балка, загруженная системой сил, в результате чего по ее подошве действует *реактивное давление грунта p_x , изменяющееся по какому-то сложному закону*.

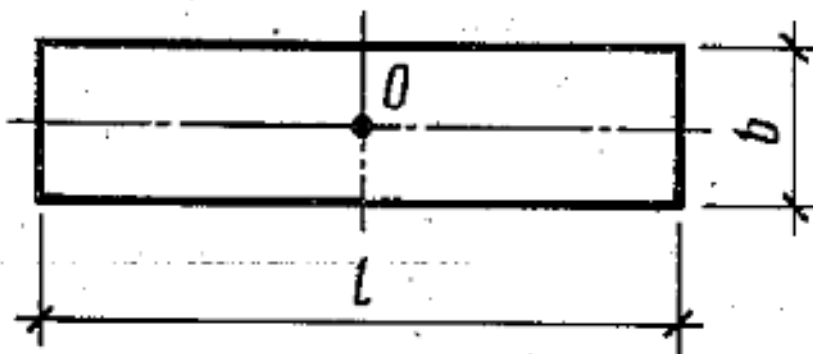
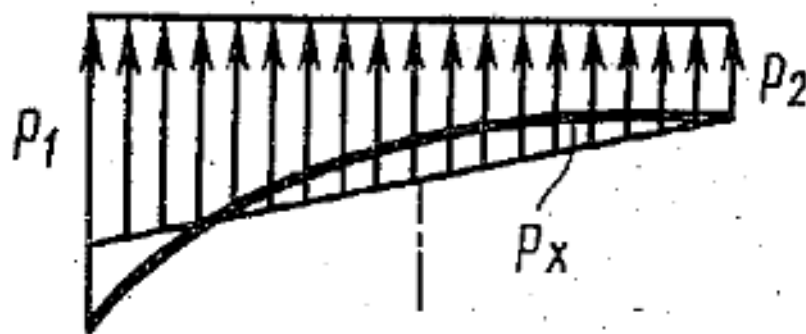
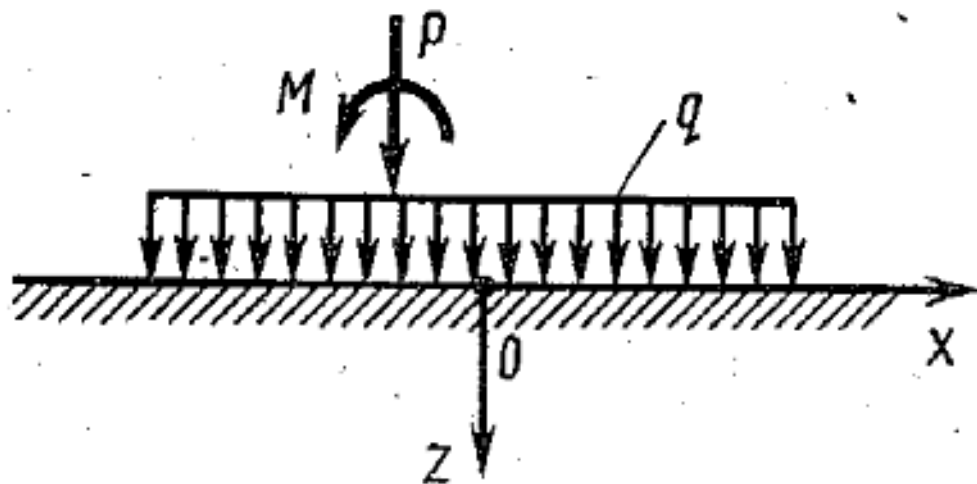


Рис. 2.14. Расчетная
схема для
предварительного
подбора сечения
фундаментной
балки

Заменяя криволинейную эпюру распределения реактивных давлений p_x линейной трапецевидной, определяем крайевые значения давления p_1 и p_2 по формуле внецентренного сжатия (5.7), которая для рассматриваемого случая будет иметь вид

$$p_{1,2} = N/A \pm 6M_o/(bl^2), \quad (2.35)$$

где N — суммарная вертикальная нагрузка на фундаментную балку; A — площадь подошвы фундаментной балки; M_o — момент всех сил относительно центра тяжести подошвы фундаментной балки.

Определив *краевые значения прямолинейной эпюры давлений p_1 и p_2* , загружаем ею рассматриваемую фундаментную балку, как внешней

нагрузкой, и по правилам строительной механики строим эпюру изгибающих моментов M_x .

Определив максимальное значение M_x , находим необходимый по условию прочности момент сопротивления балки W_x , а уже по нему подбираем предварительное сечение фундаментной балки и устанавливаем ее жесткость EI .

2.9.1.1. Расчет по методу местных упругих деформаций

Предпосылкой расчета гибких фундаментных балок по этому методу является гипотеза о том, что осадка в данной точке основания не зависит от

осадки других точек и прямо пропорциональна давлению в этой точке (гипотеза Фусса - Винклера), что выражается зависимостью (2.36)

$$p_x = c_z z \quad (2.36)$$

где c_z — коэффициент пропорциональности, называемый *коэффициентом постели*, ориентировочно равный: $(0,3...1) \cdot 10^4$ кН/м³ при очень слабых грунтах, $(1...3) \cdot 10^4$ кН/м³ при слабых грунтах, $(3...8) \cdot 10^4$ кН/м³ при грунтах средней плотности;

z - осадка в точке определения реакции p_x .

Подставляя эту зависимость в дифференциальное уравнение (2.34), получим

$$EI d^4 z / dx^4 = - c_z z \quad (2.37)$$

Уравнение (2.37) известно как *дифференциальное уравнение изгиба балок на упругом основании по методу местных упругих деформаций.*

Решение этого уравнения имеет вид

$$z = e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x), \quad (2.38)$$

где x — текущая координата; z — прогиб балки в точке с координатой x ;

$$\alpha = \sqrt[4]{c_z b / (4EI)} , \text{ м}^{-1} \quad (2.39)$$

b — ширина фундаментной балки.

Коэффициент α называют линейной характеристикой балки на упругом основании.

При $\alpha l < 0,75$ (l — длина балки, м) балки (при расчете по методу местных упругих деформаций) классифицируются как ***короткие жесткие***, деформациями изгиба которых можно пренебречь;

при $0,75 < \alpha l < 3$ - как ***короткие гибкие***; при $\alpha l > 3$ - как ***длинные гибкие***.

Естественно, что указанные границы условны, поэтому в практических расчетах допустимы небольшие отклонения.

Постоянные интегрирования C_1 , C_2 , C_3 и C_4 определяются из начальных условий деформирования, которые зависят от категории гибкости балки.

Одним из начальных условий деформирования для короткой жесткой балки, загруженной в центре сосредоточенной силой, будет постоянство деформации грунта вдоль всей ее длины ($z = \text{const}$),

В случае длинной гибкой балки при таком же нагружении начальным условием деформирования будет отсутствие прогиба на ее концах ($z_{-l/2} = z_{+l/2} = 0$).

Беря последовательно производные от выражения (2.38), определяют необходимые для конструирования

фундаментной балки значения изгибающих моментов M_x и поперечных сил Q_x в различных ее сечениях.

Если уточненные по известным значениям M_x и Q_x размеры сечения балки значительно меняют ее жесткость, то расчет повторяется.

Модель местных упругих деформаций
рекомендуется применять *для расчета гибких фундаментных балок, работающих в условиях плоской задачи:*

- на сильносжимаемых грунтах ($E < 5$ МПа);
- на лессовых просадочных грунтах;
- при малой толще сжимаемого слоя, подстилаемого недеформируемым массивом, например скальным.

В этих случаях результаты расчета хорошо совпадают с действительными.

Определенную трудность при расчете представляет правильное назначение коэффициента постели, особенно в тех случаях, когда свойства грунта изменяются по длине балки.

В настоящее время в связи с широким внедрением в практику проектирования ЭВМ метод местных упругих деформаций продолжает развиваться, что позволяет использовать его для решения все более сложных инженерных задач.

2.9.1.2. Расчет по методу упругого полупространства

Метод упругого полупространства базируется на решениях классической теории упругости, которые в известных пределах считают приемлемыми и для грунтовых оснований.

Согласно этому методу, *фундаментная балка принимается лежащей на однородном линейно деформируемом полупространстве, деформационные свойства которого характеризуются модулем деформации E и коэффициентом Пуассона ν .*

Метод разработан для условий плоской и пространственной задач. По условиям плоской задачи ведется расчет ленточных фундаментов под стены, а по условиям пространственной задачи - под колонны.

В случае плоской задачи за исходное уравнение деформации поверхности основания принято *уравнение Фламана (2.40).*

$$z_x = (P/\pi C)\ln(x-\xi)+D \quad (2.40)$$

а в случае пространственной задачи - *уравнение Буссинеска*

$$z_x = P/(\pi CR) \quad (2.41)$$

где x - координата точки поверхности, в которой определена осадка, м;

ξ - координата точки приложения силы P , м;

D - постоянная интегрирования;

$C=E/(1-\nu^2)$ - коэффициент жесткости основания, кПа;

R - расстояние от точки приложения силы P до точки, в которой определена осадка z_x , м.

При определении осадки поверхности основания от действия равномерно распределенных нагрузок уравнения $z_x=f(P)$ (2.40) и (2.41) интегрируются по площади загрузки.

Решая дифференциальное уравнение изогнутой оси балки (2.38) совместно с одним из уравнений $z_x=f(P)$ (2.40) или (2.41), находят реактивный отпор P_x грунта по подошве гибкого фундамента, изгибающие моменты M_x и поперечные силы Q_x , действующие в его сечениях.

Расчеты ведутся с использованием готовых таблиц (которые составлены для фундаментных балок различной относительной гибкости, при различном характере и размещении нагрузок).

Относительная гибкость фундаментной балки, работающей в условиях плоской задачи, характеризуется показателем гибкости t (определяемым по формуле (2.42))

$$t = 10El^3/(E_k h^3). \quad (2.42)$$

Если фундаментная балка работает в условиях пространственной задачи, показатель гибкости определяется по формуле

$$t = (\pi El^3/b)/[2(1-\nu^2)E_k I] \quad (2.43)$$

где E — модуль деформации грунта, кПа;
 ν - коэффициент Пуассона грунта;
 E_k - модуль упругости материала балки, кПа;
 l, b — полудлина и полуширина фундаментной балки, м;
 h — высота балки, м.

При $t < 1$ в случае плоской и $t < 0,5$ – пространственной задачи балки рассматриваются как абсолютно жесткие, деформациями изгиба при их расчете пренебрегают.

В остальных случаях балки рассчитываются как гибкие.

Расчет фундаментных балок на упругом основании по гипотезе упругого полупространства по таблицам готовых расчетных величин приведен в монографии М. И. Горбунова-Посадова (1984).

Длинные ленточные фундаменты под стены, а также полосы, работающие в условиях плоской задачи, можно рассчитать методом, разработанным Б. Н. Жемочкиным и А. П. Сеницыным.

По методу Жемочкина между балкой и линейно деформируемым основанием вводятся абсолютно жесткие стержни, через которые балка опирается на основание.

Постановкой вертикальных стержней-связей ставится условие, что вертикальные перемещения балки и основания в местах этих стержней одинаковы.

Затем стержни заменяются неизвестными силами и составляется система канонических уравнений, к которой добавляются два уравнения, вытекающие из условия равновесия.

Решение системы уравнений позволяет построить эпюры реактивных давлений R_x , изгибающих моментов M_x , поперечных сил Q_x и прогибов z_x (осадок).

Этот метод особенно удобен для расчета балок, имеющих переменное сечение по длине.

2.9.2. Расчет плитных фундаментов

Сплошные фундаментные плиты под ряды колонн или под стены, (а также под полы промышленных зданий и т. п.) классифицируются как плиты большой протяженности.

Для их расчета из фундамента выделяется полоса единичной ширины, которая рассматривается как гибкая фундаментная балка.

Расчет ведется по методу упругого слоя ограниченной мощности.

При больших опорных площадях грунт под фундаментом сжимается в основном без возможности бокового расширения.

Это не учитывается в методах упругого полупространства.

Чтобы приблизить расчетные условия к действительным, используют схему, в которой основание представляет собой сжимаемый слой, подстилаемый несжимаемым основанием.

Это позволяет получить более достоверные результаты.

Сложность метода заключается в установлении толщины деформируемого слоя.