



**ЭЛЕКТРОСТАЛЬСКИЙ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ**
(филиал)

государственного образовательного учреждения
высшего профессионального образования
**«МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ИНСТИТУТ СТАЛИ И СПЛАВОВ
(ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ)»**

Кафедра Промышленного и гражданского строительства

В.Д. Кочергин, З.Л. Метелева, И.И. Ведяков

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Раздел: Фундаменты мелкозаложенного

**Учебное пособие
для практических занятий и
курсового проектирования**

Для студентов специальностей 290300 «Промышленное
и гражданское строительство» и 291500 «Экспертиза
и управление недвижимостью»

Рекомендовано
методическим отделом ЭПИ МИСиС

УДК 624.15.04

Кочергин В.Д., Метелева З.Л., Ведяков И.И.

Проектирование фундаментов мелкого заложения зданий и сооружений: Учеб. пособие для практических занятий и курсового проектирования. – Электросталь: ЭПИ МИСиС, 2005. – 122 с.

В пособии рассматриваются вопросы проектирования фундаментов мелкого заложения на естественных основаниях. Приводятся современные методы расчета и примеры.

Пособие разбито на темы, расположенные в порядке их изучения. Материал пособия способствует приобретению навыков расчета оснований и фундаментов. Приведены все необходимые данные из нормативных документов.

Пособие предназначено для студентов специальностей 290300 «Промышленное и гражданское строительство» и 291500 «Экспертиза и управление недвижимостью» при проведении практических занятий и курсовом проектировании.

Соответствует государственному образовательному стандарту дисциплины «Основания и фундаменты».

© Электростальский политехнический институт
(филиал) Московского государственного
института стали и сплавов (Технологического
университета) (ЭПИ МИСиС), 2005

Содержание

Введение.....	4
1. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований.....	6
1.1. Пример определения нагрузок на фундаменты.....	18
2. Проектирование оснований фундаментов мелкого заложения.....	26
2.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.....	27
2.1.1. Пример оценки инженерно-геологических условий площадки строительства.....	35
2.2. Определение глубины заложения фундаментов.....	40
2.2.1. Пример определения глубины заложения фундаментов.....	50
2.3. Определение размеров подошвы фундаментов.....	53
2.3.1. Определение размеров подошвы центрально нагруженных фундаментов.....	57
2.3.2. Определение размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов.....	59
2.4. Рекомендации по конструированию фундаментов..	63
2.4.1. Отдельные фундаменты.....	63
2.4.2. Ленточные фундаменты.....	74
2.4.3. Примеры расчета и конструирования фундаментов.....	81
2.5. Проверка прочности подстилающего слоя.....	95
2.5.1. Пример проверки прочности подстилающего слоя.....	98
2.6. Определение осадок фундаментов.....	100
2.6.1. Пример вычисления осадки фундамента.....	105
3. Гидроизоляция фундаментов и стен здания.....	107
Приложение.....	114
Библиографический список.....	121

Введение

Основания и фундаменты являются важнейшими элементами для зданий и сооружений. В общем объеме строительства сооружения фундаменты занимают значительный удельный вес как по стоимости, так и по трудоемкости строительных работ. Например, в среднем стоимость работ по возведению фундаментов составляет до 15%, а в сложных грунтовых условиях доходит до 25% сметной стоимости сооружения.

Фундаменты устраиваются для передачи нагрузок от конструкций зданий и сооружений, установленного в них технологического и другого оборудования и полезных нагрузок на грунты основания. Основание, воспринимая эти нагрузки, претерпевает, как правило, неравномерные деформации, что вызывает появление в конструкциях дополнительных перемещений и усилий. При неправильном проектировании, подготовке оснований и возведении фундаментов это может привести к тому, что даже безупречно выполненная конструкция сооружения перестанет удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям. Мировой опыт строительства показывает, что большинство аварий построенных зданий и сооружений вызвано ошибками, связанными с возведением фундаментов и устройством оснований. От правильного и рационального решения вопросов проектирования и возведения фундаментов зависит надежность и долговечность эксплуатации здания или сооружения.

Дадим несколько основных понятий.

Основанием называют толщину грунтов со всеми особенностями их напластования по глубине и протяженности площадки строительства, воспринимающую нагрузку от здания или сооружения. Основания могут быть скальными и нескальными. Будем рассматривать нескальные или грунтовые основания, которые представляют собой напластование связных или сыпучих (несвязных) горных пород с наличием или отсутствием сил сцепления между твердыми минеральными частицами. К таким основаниям относятся крупнообломочные, песчаные и глинистые грунты.

Нескальные грунты, используемые в качестве основания фундамента без изменения их природных свойств, образуют *естественные основания*. Грунты, у которых свойства, влияющие на прочность, деформируемость или водопроницаемость были изменены перед возведением фундаментов, называются *искусственными основаниями*.

Фундаментом называют ту часть здания, которая расположена ниже поверхности грунта, т.е. скрыта под землей. Он воспринимает нагрузку от здания и передает ее на основание. Части фундамента имеют следующие названия: поверхность, на которую опирается надземная часть здания, называется *обрезом*; поверхность опирания фундамента на основание – *подошвой*. Расстояние между обрезом и подошвой является *высотой фундамента* h_f , а расстояние между планировочной поверхностью грунта и подошвой фундамента называют *глубиной заложения фундамента* d . Расстояние от планировочной поверхности грунта до залегания уровня грунтовых вод (WL) обозначают d_w . Эти расстояния измеряются в метрах. Непосредственный грунт, на который опирается фундамент, называется *несущим слоем*, а пласты грунтов, расположенные ниже несущего слоя, называются *подстилающими слоями*.

В данном пособии рассмотрены вопросы проектирования фундаментов мелкого заложения, возводимых в траншеях или в открытых котлованах. Глубина заложения таких фундаментов обычно не превышает 5 метров. Свайные и другие фундаменты (фундаменты глубокого заложения, в особых грунтовых условиях) будут рассмотрены в последующих пособиях.

Использование ЭВМ в процессе проектирования позволяет студентам рассмотреть несколько вариантов фундаментов и путем технико-экономического сравнения принять наиболее рациональное решение.

Для удобства расчетов приведем основные, наиболее часто встречающиеся соотношения единиц измерения в системе СИ с другими системами:

$$1 \text{ кгс} = 10 \text{ Н}; 1 \text{ тс} = 10 \text{ кН}; 1 \text{ Н/м}^2 = 1 \text{ Па};$$

$$1 \text{ кгс/см}^2 = 10 \text{ Н/см}^2 = 98065,5 \text{ Па} = 0,098 \text{ МПа} \approx 0,1 \text{ МПа};$$

$$1 \text{ кгс/м}^2 = 10 \text{ Па}; 1 \text{ тс/м}^2 = 10 \text{ кН/м}^2 = 10^4 \text{ Па}.$$

Основные буквенные обозначения:

b – ширина подошвы фундамента;

B – ширина подвала;

l – длина подошвы фундамента;

$\eta=l/b$ – соотношение сторон подошвы фундамента;

A – площадь подошвы фундамента;

L – длина здания;

d, d_n, d_1 – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки, от поверхности природного рельефа и приведенная от пола подвала;

d_b – глубина подвала от уровня планировки;

d_f, d_{fn} – глубина сезонного промерзания грунта соответственно расчетная и нормативная;

d_w – глубина расположения уровня подземных вод;

h – толщина слоя грунта;

H_c – глубина сжимаемой толщи;

z – глубина (расстояние) от подошвы фундамента до уровня грунта, где определяются напряжения;

$\zeta=2z/b$ – относительная глубина;

DL – отметка планировки;

NL – отметка поверхности природного рельефа;

FL – отметка подошвы фундамента;

$B.C$ – нижняя граница сжимаемой толщи;

WL – уровень подземных вод.

1. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах основания

При проектировании оснований зданий и сооружений необходимо учитывать нагрузки и воздействия, которые возникают при строительстве и эксплуатации, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

При определении нагрузок и воздействий на фундаменты и основания руководствуются СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия».

Примечание. Далее по тексту, где это возможно, термин «воздействие» опущен и заменен термином «нагрузка», а слова

«здания и сооружения» заменены словом «сооружения».

Нагрузки делятся на *постоянные и временные* (длительные, кратковременные, особые).

Постоянные нагрузки прикладываются во время строительства и проявляются в течение всего периода эксплуатации (собственный вес конструкций, давление грунта и т.п. [6, п. 1.6.]).

Временные нагрузки прикладываются или возникают в отдельные периоды строительства или эксплуатации, они могут уменьшаться или полностью исчезать.

Временными длительными называются нагрузки, действующие продолжительное время (вес оборудования, нагрузки на перекрытия с пониженным нормативным значением, вес временных перегородок, снеговые нагрузки с пониженным расчетным значением и т.п. [6, п. 1.7.*]).

К временным кратковременным относятся нагрузки, действующие непродолжительное время (нагрузки от транспорта, нагрузки на перекрытия с полным нормативным значением, ветровые нагрузки, снеговые нагрузки с полным расчетным значением и т.п. [6, п. 1.8.*]).

Особые нагрузки возникают в исключительных случаях (сейсмические, аварийные, от просадки основания, при его замачивании и т.п. [6, п. 1.9.]).

Различают следующие сочетания нагрузок:

– основные, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (из кратковременных учитывают те, которые способны вызвать рассматриваемый вид деформации);

– особые, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Временные нагрузки с двумя нормативными значениями следует включать в сочетания как длительные – при учете пониженного нормативного значения, как кратковременные – при учете полного нормативного значения [6, п. 1.11.].

Если учитываются сочетания, включающие постоянные и не менее двух кратковременных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок необходимо умножать на коэффициенты сочетаний:

а) в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1=0,95$, для кратковременных $\psi_2=0,9$;

б) в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1=0,95$, для кратковременных $\psi_2=0,8$ [6, п. 1.12.].

Расчет оснований по деформациям должен производиться на основное сочетание нагрузок; по несущей способности – на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий – на основное и особое сочетания.

При этом нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки при расчете оснований по несущей способности считаются кратковременными, а при расчете по деформациям – длительными [3, п. 2.6.].

Различают нагрузки нормативные и расчетные, которые определяются по формуле:

$$N = \gamma_f \cdot N_n, \quad (1.1)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, учитывающий возможные отклонения нагрузок от нормативных значений.

Расчеты оснований производятся по расчетным значениям нагрузок. Коэффициент γ_f принимается:

– при расчетах основания по несущей способности – по указаниям СНиП [6];

– при расчетах основания по деформациям – $\gamma_f = 1$.

Постоянные нагрузки от веса конструкций определяются по данным стандартов и заводов-изготовителей или по проектным размерам и удельным весам материалов. Коэффициент надежности по нагрузке принимается по [6, табл. 1] или по табл. 1.1 пособия.

Таблица 1.1**Коэффициенты надежности по нагрузке для учета веса строительных конструкций и грунтов**

Конструкция сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Конструкции:	
металлические	
бетонные (плотность более 1600 кг/м ³)	1,05
железобетонные, каменные, деревянные	1,1
бетонные (плотность 1600 кг/м ³ и менее)	
изоляционные, выравнивающие и отделочные	
слои, выполняемые:	1,2
в заводских условиях	1,3
на строительной площадке	
Грунты:	
в природном залегании	1,1
насыпные	1,15

Нагрузки от веса оборудования, складываемых материалов и изделий принимаются по их фактическим значениям, но при этом необходимо привести их к эквивалентным равномерно распределенным нагрузкам с коэффициентами надежности по нагрузке, принимаемыми по [6, табл. 2] или по табл. 1.2 пособия.

Таблица 1.2**Коэффициенты надежности**

Вес	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Стационарного оборудования	1,05
Изоляции стационарного оборудования	1,2
Заполнителей оборудования (в том числе резервуаров и трубопроводов):	
жидкостей	1,0
суспензий, шламов, сыпучих тел	1,1
Погрузчиков и электрокаров (с грузом)	1,2

Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах принимаются по [6, табл. 3] или табл. 1.3 пособия.

Таблица 1.3

Нормативные временные нагрузки

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок p , кПа (кгс/м ²)	
	полное	пониженное
1. Квартиры жилых зданий; спальных помещений детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев, террасы	1,5 (150)	0,3 (30)
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0 (200)	0,7 (70)
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения; лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	Не менее 2,0 (200)	Не менее 1,0 (100)
4. Залы:		
а) читальные	2,0 (200)	0,7 (70)
б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0 (300)	1,0 (100)
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4,0 (400)	1,4 (140)
г) торговые, выставочные и экспозиционные	Не менее 4,0 (400)	Не менее 1,4 (140)
5. Книгохранилища; архивы	Не менее 5,0 (500)	Не менее 5,0 (500)
6. Сцены зрелищных предприятий	Не менее 5,0 (500)	Не менее 1,8 (180)
7. Трибуны:		
а) с закрепленными сидениями	4,0 (400)	1,4 (140)
б) для стоящих зрителей	5,0 (500)	1,8 (180)
8. Чердачные помещения	0,7 (70)	-
9. Покрытия на участках:		
а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. п.)	4,0 (400) 1,5 (150) 0,5 (50)	1,4 (140) 0,5 (50)
б) используемых для отдыха		-

в) прочих		
10. балконы (лоджии) с учетом нагрузки:	4,0 (400)	1,4 (140)
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)		
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой неблагоприятнее, чем определяемое по поз. 10а.	2,0 (200)	0,7 (70)
11. Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	Не менее 1,5 (150)	–
12. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях:		
а) 1, 2 и 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 и 11	4,0 (400)	1,4 (140)
в) 7	5,0 (500)	1,8 (180)
13. Перроны вокзалов	4,0 (400)	1,4 (140)
14. Помещения для скота:		
а) мелкого	Не менее 2,0 (200)	Не менее 0,7 (70)
б) крупного	Не менее 5,0 (500)	Не менее 1,8 (180)

Коэффициенты надежности по нагрузке для равномерно распределенных нагрузок следует принимать:

1,3 – при полной нормативной величине нагрузки менее 2 кН/м²;

1,2 – при нормативном значении 2 кН/м² и более.

При расчете перекрытий, колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные нормативные значения нагрузок, указанные в [б, табл. 3] или табл. 1.3 следует снижать в зависимости от грузовой площади А, м² путём умножения их на коэффициент сочетания ψ_A , равный:

а) для помещений, указанных в поз. 1, 2, 12а (табл. 1.3) (при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$),

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} \quad (1.2)$$

б) для помещений, указанных в поз. 4, 11, 12б (табл. 1.3) (при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$),

$$Y_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}} \quad (1.3)$$

При определении продольных усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух - и более перекрытий, полные нормативные значения нагрузок, указанные в [6, табл. 3] или табл. 1.3, следует снижать умножением их на коэффициент сочетания ψ_n :

а) для помещений, указанных в поз. 1, 2, 12а (табл. 1.3),

$$Y_{n1} = 0,4 + \frac{(Y_{A1} - 0,4)}{\sqrt{n}} \quad (1.4)$$

б) для помещений, указанных в поз. 4, 11, 12б (табл. 1.3)

$$Y_{n2} = 0,5 + \frac{(Y_{A2} - 0,5)}{\sqrt{n}}, \quad (1.5)$$

где ψ_{A1} и ψ_{A2} – вычисляются по формулам (1.2) и (1.3);

n – общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчёте рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

Полная расчетная снеговая нагрузка S на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия определяются по формуле:

$$S = S_g \cdot \mu, \quad (1.6)$$

где S_g – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 , принимаемое равным в зависимости от снегового района Российской Федерации [6, табл. 4*]:

Таблица 4* [6]

Снеговые районы РФ	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_{\text{сн}}$, кПа (кгс/м ²)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

Снеговые районы принимаются по [6, карта 1 приложения 5].

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый по указаниям [6, п. п. 5.3-5.6].

Коэффициент μ зависит от схемы распределения снеговой нагрузки, и его следует принимать в соответствии с [6, прил. 3*].

Пониженное расчетное значение снеговой нагрузки определяется умножением полного расчетного значения на коэффициент 0,5 [6, п. 1.7.*].

Нормативное значение снеговой нагрузки S_0 определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7 [6, п. 5.7.*].

Нагрузки от кранового оборудования принимаются с использованием стандартов и каталогов на крановое оборудование. При этом нагрузки от действия мостовых или подвесных кранов для фундаментов под крайние колонны определяются от действия двух кранов на одном пути (если в пролете один кран, то от одного крана), для фундаментов средних колонн – от четырех кранов, если в пролетах по два или более кранов. Если в одном пролете один кран, а в другом два и более, то от трех кранов, а если в обоих пролетах по одному крану, то от двух кранов.

При определении нагрузок от кранового оборудования следует пользоваться указаниями [6, раздел 4]. Приблизительно нагрузку от кранового оборудования допускается определять следующим образом.

Вертикальная нагрузка складывается из веса моста, тележки и поднимаемого груза. При установке тележки с грузом в

крайнее положение (ближайшее к колонне) каждое колесо моста передает на подкрановый путь наибольшее давление p_{\max} , а каждое колесо противоположного края моста – меньшее давление p_{\min} . Тогда вертикальные крановые нагрузки на колонну можно посчитать по формулам:

$$\max, \text{ кр } N_n = p_{n \max} \cdot \left(1 + \frac{l-b}{b}\right); \min, \text{ кр } N_n = p_{n \min} \cdot \left(1 - \frac{l-b}{b}\right),$$

где $p_{n \max}$, $p_{n \min}$ – соответственно нормативные значения максимального и минимального давления на рельс, кН;

l – длина пролета подкрановой балки, равная шагу колонн, м;

b – длина базы крана, м.

Горизонтальная сила, действующая на колонну поперечной рамы, от торможения двух мостовых кранов в сближенном положении может быть найдена следующим образом:

$$T_n = \frac{Q + G}{20}, \quad (1.7)$$

где Q – грузоподъемность крана, кН;

G – вес тележки, кН.

Горизонтальная сила T_n считается приложенной на уровне отметки верхнего пояса подкрановой балки.

Опорный момент $M_{оп}$ в кНм от вертикальной крановой нагрузки может приближенно определяться по формуле:

$$M_{оп} = 0,6 \cdot \max, \text{ кр } N_n \cdot e_k, \quad (1.8)$$

где $0,6$ – коэффициент перераспределения нагрузки на стойки и ригель рамы;

e_k – эксцентриситет вертикальной крановой нагрузки, принимает значения $0,6 \dots 1,0$ м.

Опорный момент от горизонтальной нагрузки $M_{оп}$ в защемлении колонны в фундамент приближенно можно определить по формуле:

$$M_{оп}^m = K \cdot T_n \cdot h_k, \quad (1.9)$$

где h_k – расстояние от уровня верхнего пояса подкрановой балки до верха фундамента колонны, м;

K – коэффициент перераспределения нагрузки на низ стойки условно можно принять в пределах 0,6...0,75.

Полный опорный момент от действия кранового оборудования равен алгебраической сумме отдельных моментов с учетом их знаков. Подробно о расчете нагрузок от кранового оборудования можно найти в [7, гл.12]. Для крановых нагрузок $\gamma_f = 1,1$ [6, п. 4.8.].

Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования при расчетах основания по несущей способности и по деформациям считаются кратковременными.

При расчете оснований учитывается также нагрузка от собственного веса фундамента и грунта над его уступами (нагрузку вычисляют по их размерам). Эта нагрузка еще при неизвестных размерах фундамента приближенно оценивается в пределах 10...25% нагрузки, действующей по обрезу. Проверочный расчет проводят по принятым размерам фундамента.

Также при расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от соседних фундаментов, оборудования и складированного материала вблизи фундамента.

Перед тем как приступить к сбору нагрузок на фундаменты, необходимо установить, какие элементы конструкций являются несущими, а какие самонесущими, а также, как происходит передача нагрузки на стены и колонны от перекрытий, от кранов, ветра и т. д.

Сбор нагрузок для зданий без подвала производится на уровне планировочной отметки земли [иногда на уровне пола первого этажа (отметка ± 0.0)], а для зданий с подвалом – на уровне верха фундамента.

Грузовая площадь – A , м^2 для колонн, наружных и внутренних стен устанавливается по планам сооружений и равняется:

1) для наружных стен, имеющих окна:

$$A_H = l_{\text{он}} \cdot l_1 / 2,$$

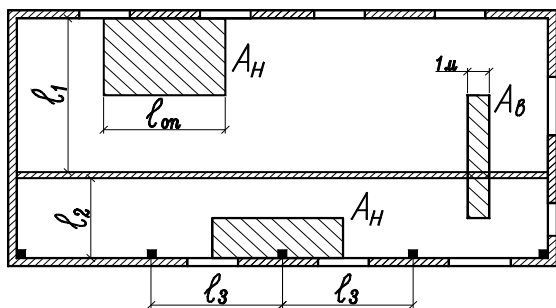
где $l_{\text{он}}$ – расстояние между осями соседних оконных проемов, м;

l_1 – расстояние между наружной и внутренней стенами в чистоте (рис. 1.1, а) или $A_H = l_{\text{он}} \cdot l_3 / 2$ (рис. 1.1, б);

2) для сплошных (без окон) наружных и внутренних стен нагрузка собирается на 1 погонный метр длины стены:

$A_B = (l_1/2 + l_2/2) \cdot 1$ м (рис. 1.1, а), или $A_H = l_3/2 \cdot 1$ м (рис. 1.1, б).

а)



б)

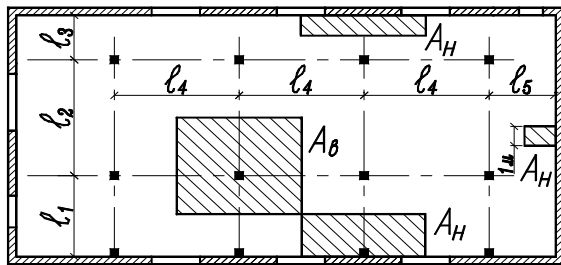


Рис. 1.1. Схемы грузовых площадей.

3) для колонн наружных стен размеры грузовой площади равны:

$$A_n = l_3 \cdot l_2 / 2 \text{ (рис. 1.1, а), или } A_n = l_4 \cdot l_1 / 2 \text{ (рис. 1.1, б)}$$

4) для внутренних колонн здания размер грузовой площади равен:

$$A_b = l_4 \cdot (l_1 / 2 + l_2 / 2) \text{ (рис. 1.1, б)}$$

При расчете фундаментов зданий и сооружений необходимо учитывать внецентренность приложения некоторых нагрузок.

При сборе нагрузок для зданий с подвалом учитывается горизонтальное давление грунта на стенку подвала T , а также давление от пригруза – G на поверхности земли.

Все внешние нагрузки на фундамент могут быть приведены к одной из четырех расчетных схем (рис. 1.2).

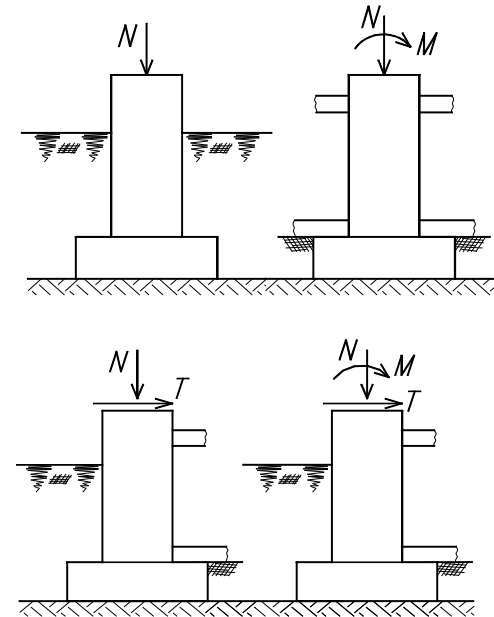


Рис. 1.2. Расчетные схемы действия нагрузок на фундамент.

Расчет каждого фундамента должен производиться в соответствии с его расчетной схемой приложения нагрузок.

1.1. Пример определения нагрузок на фундаменты

Пример 1.1. Определить нагрузки для четырех сечений фундаментов 4-этажного административно-лабораторного здания с цехом испытаний (рис. 1.3).

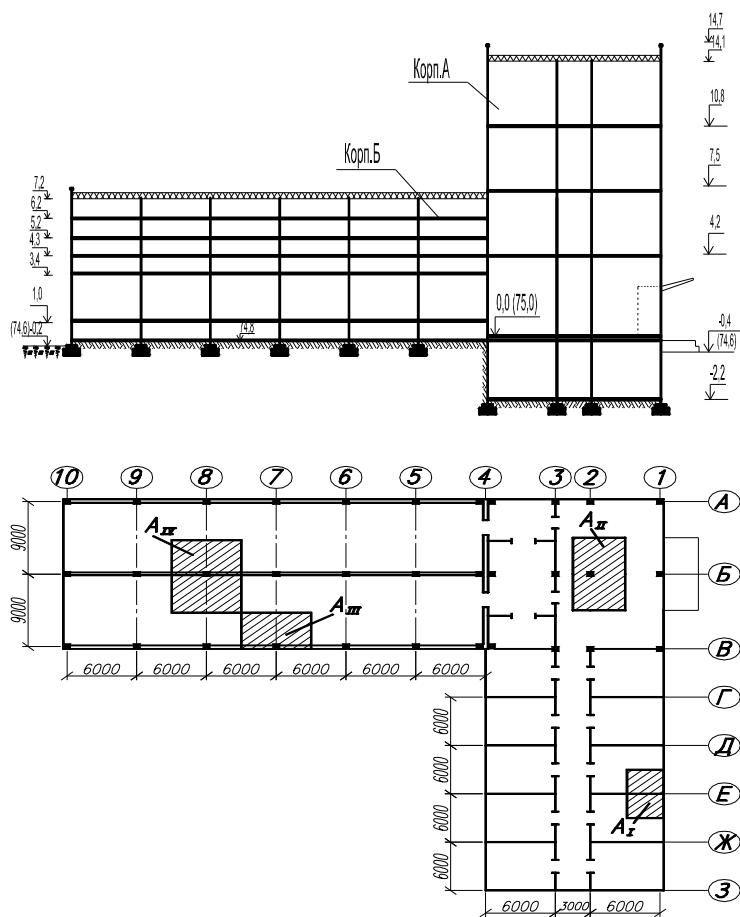


Рис. 1.3. План и разрез административно-лабораторного здания (корпус А) с цехом (корпус Б).

Конструктивно здание характеризуется следующим образом.

Корпус А (4-х этажная административно-лабораторная часть здания) запроектирован с продольными стенами из кирпича. Угловая часть его – каркасного типа с колоннами сечением 40х40 см. Толщина наружных стен первого этажа – 64 см, остальных этажей – 51 см, внутренних – 51 см и 38 см соответственно. Высота первого этажа – 4,2 м, остальных – 3,3 м. Внутренние перегородки – железобетонные с удельным весом 22 кН/м^3 и толщиной 20 см. Размеры окон: на первом этаже 4х3 м, на остальных 4х2 м.

Покрытие и междуэтажные перекрытия выполняются из крупноразмерных железобетонных плит. Вес 1 м^2 междуэтажного перекрытия $3,5 \text{ кН/м}^2$, а покрытия – $4,0 \text{ кН/м}^2$. В угловой части здания плиты перекрытий и покрытия опираются на продольные ригели сечением $0,25 \text{ м}^2$, в остальной части здания плиты перекрытия и покрытия опираются на продольные несущие стены.

Под всем зданием вдоль осей 1-4 расположен подвал высотой 2,2 м.

На первом этаже угловой части здания в осях А-В и 1-4 расположен вестибюль, на втором – административные помещения, на третьем – столовая, а на четвертом этаже – библиотека.

Здание цеха испытаний (корпус Б) запроектировано с несущим железобетонным каркасом. Крайние колонны цеха до отметки 4,2 м имеют сечения 60х40 см, средние – 80х40 см; выше отметки 4,2 м колонны имеют сечение 40х40 см. Покрытие цеха плоское утепленное из железобетонных плит, опирающихся на поперечные балки.

Вес 1 м^2 покрытия $4,2 \text{ кН/м}^2$. Несущие поперечные балки – железобетонные сечением $0,4 \text{ м}^2$. Здание оборудовано четырьмя электромостовыми кранами, которые при неблагоприятном сочетании передают на крайнюю колонну вертикальную нагрузку 360 кН с эксцентриситетом – 0,4 м, на среднюю 640 кН с эксцентриситетом – 0,6 м. Вес подкрановых балок – 6 кН/пог.м. Стены здания выполнены из навесных легких панелей толщиной 30 см; удельный вес материала панелей – 14 кН/м^3 . Остекление ленточное, вес 1 м^2 остекления – $0,6 \text{ кН/м}^2$. Полы цеха бетонные толщиной 10 см по грунту. Район строительства – г. Владимир.

Определяем нагрузки на фундаменты здания в заданных сечениях

1. Наружная стена административного здания (сечение I-E, рис. 1.3).

Нагрузку собираем для участка стены длиной 6 м.

Грузовая площадь первого этажа определяется расстояниями между серединами двух соседних оконных проемов (6 м) в одном направлении (вдоль оси 1) и половиной расстояния в чистоте между поверхностями наружной и внутренней продольных стен в перпендикулярном направлении (вдоль оси E), которое равно

$$6 - \frac{0,51}{2} + \frac{0,64}{2} = 5,425 \text{ м.}$$

Тогда грузовая площадь будет равна

$$A_{\text{г}} = \frac{1}{2} \times 6 \times 5,425 = 16,28 \text{ м}^2.$$

Грузовая площадь вышележащих этажей равна

$$A_{\text{г}} = \frac{1}{2} \times 6 \times [6 - (0,255 + 0,19)] = 16,66 \text{ м}^2.$$

Для упрощения расчетов для каждого из 4-х этажей сечения I-E примем осредненную грузовую площадь:

$$A_l = \frac{16,28 + 16,66 \cdot 3}{4} = 16,56 \text{ м}^2.$$

Собираем нагрузки на 6 м длины фундамента до уровня пола подвала (табл. 1.4).

Для г. Владимира, находящегося в III-м снеговом районе,

расчетное значение снеговой нагрузки принимается равным $1,8 \text{ кН/м}^2$, $\mu = 1$.

Сечение 1-Е находится в лабораторной части здания. Полезная временная нагрузка на перекрытия лабораторных зданий согласно табл. 1.3, или [6, табл. 3] принимается равной $2,0 \text{ кН/м}^2$.

Согласно [6] полные нормативные значения полезных нагрузок, указанные в табл. 1.3 или в [6, табл. 3], следует снижать в зависимости от грузовой площади и типа помещения.

Для лабораторных помещений (табл. 1.3) коэффициент снижения нагрузки при $A = 16,56 \text{ м}^2 > A_1 = 9 \text{ м}^2$ будем определять по формуле (1.2):

$$\gamma_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{16,56 / 9}} = 0,4 + \frac{0,6}{1,36} = 0,84$$

С учетом коэффициента γ_{A1} , нормативное значение нагрузки на перекрытия будет равно $0,84 \cdot 2,0 = 1,68 \text{ кН/м}^2$.

Дополнительная нагрузка на покрытие принимается по [6, табл. 3, п. 9] или табл. 1.3 пособия. Подсчет нормативных и расчетных нагрузок ведется обычно в табличной форме.

Таблица 1.4
Сбор нагрузок для сечения 1-Е ($A_1 = 16,56 \text{ м}^2$)

Наименование нагрузок	Нормативные значения нагрузок, кН	γ_f	Расчетные значения нагрузок, кН
Постоянные нагрузки			
Вес покрытия	$4,0 \cdot 16,56 = 66,24$	1,1	72,9
Вес 4-х межэтажных перекрытий	$3,5 \cdot 16,56 \cdot 4 = 231,84$ $(14,1 - 0,2 \cdot 3) \cdot 2,8 \cdot 0,2 \cdot 22 = 166,32$	1,1 1,1	255,0 183,0
Вес перегородок на 4-х этажах			
Вес стены первого этажа за вычетом оконного проема	$(6 \cdot 4,2 - 3) \cdot 0,64 \cdot 18 = 152,1$	1,1	167,3
Вес стены второго этажа и выше за вычетом оконных проемов	$[6 \cdot (14,7 - 4,2) - 3 \cdot 4 \cdot 2] \cdot 0,51 \cdot 18 = 358,0$	1,1	393,8
Вес стены подвала	$6 \cdot 2,2 \cdot 0,6 \cdot 24 = 190,1$	1,1	209,1
Вес остекления	$(4 \cdot 3 + 3 \cdot 4 \cdot 2) \cdot 0,6 = 21,6$	1,3	28,1
Итого			1309,2
Временные нагрузки			
Вес снега			$1,8 \cdot 16,56 =$

Дополнительная нагрузка на покрытие	$0,5 \cdot 16,56 = 8,28$	1,3	29,8 10,8
Полезная нагрузка на 4-х меж-этажных перекрытиях (с коэффициентом $\psi_{A1}=0,84$)	$2,0 \cdot 4 \cdot 16,56 \cdot 0,84 = 111,3$	1,2	133,6
Итого			174,2
Полная нагрузка			$N_{01} = 1309,2 + 174,2 \approx 1483$
Полная расчетная нагрузка 1 п. м длины фундамента: $N_{01} = 1483/6 = 247$ (кН/м) $N_{011} = 247/1.2 = 206$ (кН/м)			

Чтобы не производить два раза статического расчета надземных конструкций для перехода от суммарной нагрузки на фундамент, полученной при расчете по первой группе предельных состояний (по несущей способности) N_{01} , при расчете оснований по деформации часто используют среднее значение коэффициента надежности по нагрузке γ_{fm} . Обычно принимают уменьшающий коэффициент $\gamma_{fm} = 1,2$, в таком случае нагрузка и момент на фундамент для расчета по деформации определяется по формулам [8]:

$$N_{0II} = N_{0I} / \gamma_{fm}, M_{0II} = M_{0I} / \gamma_{fm} \quad (1.10)$$

2. Колонна вестибюля (сечение 2-Б рис. 1.3.)

Грузовая площадь колонны ограничивается половинами расстояний между колоннами, расположенными рядом с ней в двух взаимно перпендикулярных направлениях:

$$A_{II} = (6/2 + 3/2) \cdot (9/2 + 9/2) = 40,5 \text{ м}^2.$$

Собираем нагрузки на колонну (табл. 1.5).

Так как в части здания, расположенной в осях (А-В) и (1-4), находятся вестибюль, столовая и библиотека, то, используя [6, табл. 3] или табл. 1.3 пособия, по формуле (1.3) найдем коэффициент сочетания ψ_{A2} при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$.

В нашем случае $A = 40,5 \text{ м}^2 > A_2 = 36 \text{ м}^2$, то по расчету ψ_{A2}

= 0,97, можно принять $\psi_{A2} = 1$, $\psi_{A1} = 0,68$. Следовательно, принимаем следующие нормативные значения нагрузок (в соответствии с табл. 1.3 или [6, табл. 3]):

- для вестибюля (первый этаж) – 3,0 кН/м²;
- для административного этажа (второй этаж) – 2,0 кН/м²;
- для столовой (третий этаж) – 3,0 кН/м²;
- для библиотеки (четвертый этаж) – 5,0 кН/м².

Согласно [6, п. 3.9] для многоэтажных зданий нормативные значения нагрузок, указанные в [6, табл. 3], следует снижать умножением на коэффициент сочетания ψ_{ni} [см. (1.4) и (1.5)]. Тогда:

- для вестибюля и административного этажа

$$y_{n1} = 0,4 + \frac{0,68 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,54 ;$$
- для столовой $\psi_{n2} = 0,5 + \frac{1 - 0,5}{\sqrt{4}} = 0,75 ;$
- для библиотеки $\psi_{n3} = 1.$

Таблица 1.5
Сбор нагрузок для сечения 2-Б ($A_{II} = 40,5 \text{ м}^2$)

Наименование нагрузок	Нормативные значения нагрузок, кН	γ_f	Расчетные значения нагрузок, кН
Постоянные нагрузки			
Вес покрытия	$4,0 \cdot 40,5 = 162,0$	1,1	178,2
Вес 4-х межэтажных перекрытий	$3,5 \cdot 40,5 \cdot 4 = 567,0$	1,1	623,7
Вес ригелей, расположенных в продольном направлении в 4-х перекрытиях и покрытии	$5 \cdot 9 \cdot 0,25 \cdot 24 = 270,0$	1,1	297,0
Вес колонны	$0,4 \cdot 0,4 \cdot (14,1 + 2,2) \cdot 24 = 62,6$	1,1	68,9
Итого			1167,8
Временные нагрузки			
Вес снега			$1,8 \cdot 40,5 = 72,9$
Дополнительная нагрузка на покрытие	$0,5 \cdot 40,5 = 20,3$	1,3	26,4
Полезная нагрузка на перекрытие 1-го этажа (с коэф. $\psi_{n1} = 0,54$)	$3,0 \cdot 40,5 \cdot 0,54 = 65,6$	1,2	78,7

Полезная нагрузка на перекрытие 2-го этажа (с коэф. $\psi_{п1} = 0,54$)	$2,0 \cdot 40,5 \cdot 0,54 = 43,8$	1,2	52,6
Полезная нагрузка на перекрытие 3-го этажа (с коэф. $\psi_{п2} = 0,75$)	$3,0 \cdot 40,5 \cdot 0,75 = 91,1$	1,2	109,3
Полезная нагрузка на перекрытие 4-го этажа (с коэф. $\psi_{п3} = 1$)	$5,0 \cdot 40,5 \cdot 1,0 = 202,5$	1,2	243,0
Итого			582,9
Полная нагрузка			$N_{01} = 1167,6 + 582,9 \approx 1751$
$N_{011} = 1751 / 1,2 = 1459$ (кН)			

3. Колонна наружной стены цеха (сечение 7-В рис. 1.3)

Грузовая площадь колонны – $A_{III} = 9/2 \cdot 6 = 27 \text{ м}^2$.

Таблица 1.6
Сбор нагрузок для сечения 7-8 ($A_{III} = 27 \text{ м}^2$)

Наименование нагрузок	Нормативные значения нагрузок, кН	γ_f	Расчетные значения нагрузок, кН
Постоянные нагрузки			
Вес покрытия	$4,2 \cdot 27 = 113,4$	1,1	124,7
Вес балки покрытия	$4,5 \cdot 0,4 \cdot 24 = 432,0$	1,1	47,5
Вес колонны	$(0,6 \cdot 0,4 \cdot 4,2 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,8) \cdot 24 = 31,1$	1,1	34,2
Вес стеновых панелей	$(1,2 + 0,9 + 2,0) \cdot 0,3 \cdot 6 \cdot 14,0 = 103,3$	1,2	124,0
Вес остекления	$(2,4 + 0,9) \cdot 6 \cdot 0,6 = 11,9$	1,3	15,5
Вес подкрановой балки	$6,0 \cdot 6,0 = 36$	1,1	39,6
Итого			385,5
Временные нагрузки			
Вес снега			$1,8 \cdot 27 = 48,6$
Дополнительная нагрузка на покрытие	$0,5 \cdot 27 = 13,5$	1,3	17,6
Крановая нагрузка	360,0	1,1	396,0
Итого			462,2

Полная нагрузка			$N_{01} = 385,1 + 462,2 \approx 847,7$
$N_{0II} = 847,7/1,2 \approx 706$ (кН)			
Расчетный изгибающий момент от крановой вертикальной нагрузки (по формулам 1.8, 1.10): $M_{0I} = 0,6 \cdot 396 \cdot 0,4 = 95$ (кН·м)			
$M_{0II} = 95/1,2 = 79$ (кН·м)			

4. Средняя колонна цеха (сечение 8-Б рис. 1.3)

Грузовая площадь колонны – $A_{IV} = 9 \cdot 6 = 54 \text{ м}^2$

Таблица 1.7

Сбор нагрузок для сечения 8-Б ($A_{IV} = 54 \text{ м}^2$)

Наименование нагрузок	Нормативные значения нагрузок, кН	γ_f	Расчетные значения нагрузок, кН
Постоянные нагрузки			
Вес покрытия	$4,2 \cdot 54 = 226,8$	1,1	249,5
Вес балки покрытия	$9 \cdot 0,4 \cdot 24 = 86,4$	1,1	95,0
Вес колонны	$(0,8 \cdot 0,4 \cdot 4,2 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,8) \cdot 24 = 39,2$	1,1	43,1
Вес подкрановой балки	$6,0 \cdot 6,0 \cdot 2 = 72$	1,1	79,2
Итого			466,8
Временные нагрузки			
Вес снега			$1,8 \cdot 54 = 97,2$
Дополнительная нагрузка на покрытие	$0,5 \cdot 54 = 27,0$	1,3	35,1
Крановая нагрузка	640,0	1,1	704,0
Итого			836,3
Полная нагрузка: вертикальная			$N_{01} = 466,8 + 836,3 \approx 1303$
изгибающий момент	$M_{0I} = 0,6 \cdot 704/2 \cdot 0,6 = 126,7$ (кН·м)		
	$N_{0II} = 1303/1,2 = 1086,0$ (кН)		
	$M_{0II} = 126,7/1,2 = 105,6$ (кН·м)		

2. Проектирование оснований фундаментов мелкого заложения

Целью проектирования оснований фундаментов является выбор такого решения, которое позволило бы запроектировать надежную и экономичную конструкцию фундамента и его основания. Найти такое решение позволяет принятая методика расчета по предельным состояниям. Предельные состояния подразделяются на две группы:

- а) первая группа – по несущей способности;
- б) вторая группа – по деформациям.

Проектирование фундаментов включает два этапа:

- первый – определение глубины заложения, размеров и формы подошвы фундамента из условий работы грунтов основания и предварительный выбор конструкции фундамента;
- второй – расчет фундамента как строительной конструкции из соответствующего материала.

В данном пособии рассматривается первый этап.

Передача сооружениями нагрузки на грунты оснований через систему фундаментов может привести к развитию неравномерных осадок, что вызовет появление дополнительных усилий в конструкциях зданий. Кроме того, в большинстве грунтов фундаменты достигают предельно допустимых осадок раньше, чем происходит потеря несущей способности основания. Поэтому расчет оснований по деформациям является основным и обязательным для всех фундаментов мелкого заложения.

Расчет оснований по несущей способности является дополнительным и производится в тех случаях, если:

- а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т.п.), в том числе сейсмические;
- б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми или биогенными грунтами (при $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $C_v \leq 10^7 \text{ см}^2/\text{год}$);
- г) основание сложено скальными грунтами [3, п. 2.2].

При проектировании оснований фундаментов целесооб-

разно остановиться на общих моментах, характерных для процесса проектирования в целом для любого типа фундаментов. Основные стадии методики проектирования выполняются в следующей последовательности:

- а) оценка инженерно-геологических условий площадки строительства;
- б) определение глубины заложения фундамента;
- в) определение размеров подошвы фундамента;
- г) проверки условий прочности фундаментов.

На стадии проверок у каждого типа фундаментов будет свой перечень проверочных расчетов по первой и второй группам предельных состояний.

2.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Для оценки инженерно-геологических условий строительной площадки необходимо:

- построить геологический разрез площадки строительства;
- определить физико-механические характеристики отдельных слоев грунта;
- дать полное наименование грунтов всех слоев;
- определить прочностные и деформационные характеристики всех грунтов;
- дать краткое описание особенностей строительной площадки.

Исходными данными для проектирования оснований и фундаментов сооружений служит паспорт площадки строительства. Он содержит результаты геодезической съемки и инженерно-геологических изысканий.

Для проектирования фундамента обычно бывает достаточно планов площадки строительства и прилегающей к ней территории, выполненных в масштабе от 1:500 до 1:2000. На плане обязательно указываются места бурения скважин и отрывки шурфов. Привязка проектируемого здания на плане должна выполняться так, чтобы большинство скважин находилось в преде-

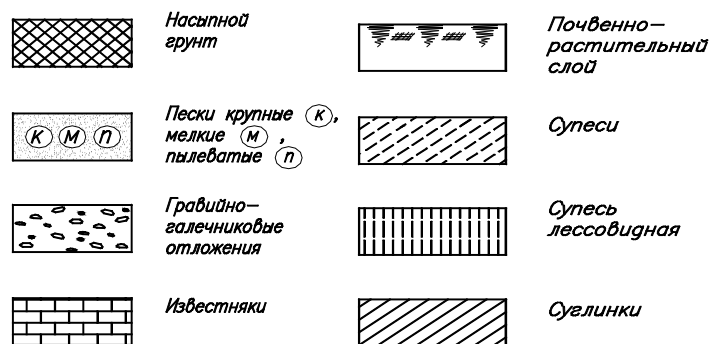
лах контура этого здания или близко от него. Число скважин зависит от размеров здания и может быть от 10 до 30.

Оцениваются инженерно-геологические условия площадки по данным изысканий. Особое внимание должно уделяться оценке уровня грунтовых вод, его сезонным колебаниям, возможным изменениям вследствие возведения сооружения, их агрессивности по отношению к материалу фундаментов.

Результаты инженерно-геологических изысканий оформляются в виде геологических разрезов, которые должны пересекать контур здания на возможно большем протяжении, для наиболее полной характеристики напластований грунтов непосредственно под зданием. Обычно делается несколько геологических разрезов.

Для построения геологического разреза принимают следующие масштабы: по горизонтали – 1:200 или 1:500, по вертикали – 1:100 или 1:200. Разрез строится развернутым на вертикальную плоскость, расстояние между выработками по горизонтали берется с плана, а мощность (толщина) пластов — с геологических колонок, составленных геологами для каждой скважины.

На геологическом разрезе дается литологическое описание пород и показывается мощность пластов, уровень грунтовых вод, абсолютные отметки планировки площадки и заглубления подошвы фундаментов, оси здания. Построение геологического разреза будет показано ниже в примере. Условные обозначения грунтов приведены на рис. 2.1.



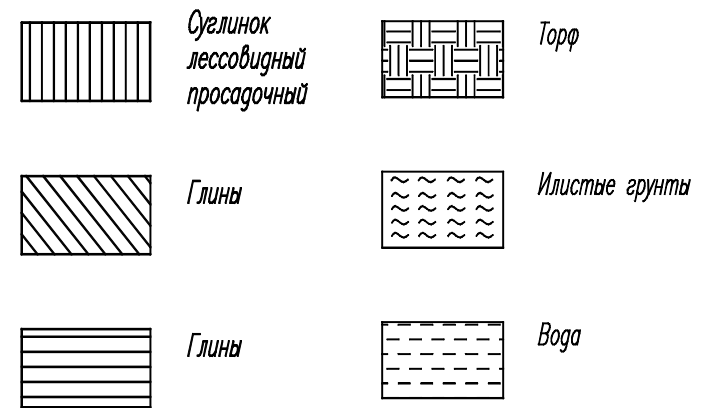


Рис. 2.1. Условные обозначения грунтов для построения геологического разреза.

По результатам бурения скважин и, геологическим разрезам вся толща сжимаемых грунтов разделяется на характерные однородные пласты, для каждого из которых по полученным при полевых и лабораторных испытаниях образцов грунтов принимаются средние показатели их физических и физико-механических свойств. Это дает возможность классифицировать грунты и получить необходимые количественные, прочностные и деформационные их характеристики. Класс природных дисперсных грунтов подразделяется на группы, подгруппы, типы, виды и разновидности. Разновидности грунтов определяются с помощью физических характеристик грунта.

Охарактеризуем основные разновидности некоторых видов грунтов.

Крупнообломочные и песчаные грунты. По гранулометрическому составу крупнообломочные грунты и пески подразделяются согласно табл. 2.1.

Таблица 2.1

**Классификация крупнообломочных и песчаных
грунтов по гранулометрическому составу**

Разновидность грунтов	Размеры частиц, d, мм	Содержание частиц по массе, %
<i>Крупнообломочные:</i>		
Валунные (глыбовые)	>200	>50
Галечниковые (щебенистые)	>10	>50
Гравийные (дресвяные)	>2	>50
<i>Песчаные:</i>		
Гравелистые	>2	>25
Крупные	>0,5	>50
Средней крупности	>0,25	>50
Мелкие	>0,1	≥75
Пылеватые	>0,1	<75
<p><i>Примечания.</i> 1. Глыбовые, щебенистые, дресвяные – при преобладании неокатанных частиц.</p> <p>2. При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя более 40% или глинистого заполнителя более 30% от общей массы воздушно-сухого грунта в наименовании крупнообломочного грунта добавляется наименование вида заполнителя и указывается характеристика его состояния. Вид заполнителя устанавливается после удаления из крупнообломочного грунта частиц крупнее 2 мм (крупнообломочные с песчаным заполнителем, крупнообломочные с глинистым заполнителем).</p>		

Основания, сложенные крупнообломочными грунтами, как правило, являются надежными. Прочность крупнообломочных грунтов снижается при увеличении коэффициента выветрелости, окатанности частиц и количества глинистого заполнителя. Наличие в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя практически не снижает его сопротивляемость внешним нагрузкам. При общей оценке оснований, состоящих из крупнообломочных грунтов, необходимо учитывать условия образования и характер залегания пластов. При наклонном залегании и наличии песчаных и глинистых прослоек могут образовываться поверхности скольжения, существенно снижающие устойчивость основания.

По коэффициенту пористости e пески подразделяются согласно табл. 2.2.

Коэффициент пористости определяется по формуле:

$$e = \frac{g_s}{g} \times (1 + W) - 1, \quad (2.1)$$

где γ и γ_s – соответственно удельный вес грунта и твердых частиц;

W – естественная влажность грунта.

Таблица 2.2

Классификация песчаных грунтов по коэффициенту пористости

Разновидность песков	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные, средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Плотность сложения является очень важной характеристикой при оценке свойств песчаных оснований.

Песчаные грунты, как и крупнообломочные, в большинстве случаев являются надежными основаниями. С увеличением размеров частиц и плотности сложения прочность и устойчивость песчаных оснований возрастают, а их деформации уменьшаются.

Пески гравелистые, крупные и средней крупности, имеющие плотную и среднюю плотность сложения, хорошо сопротивляются действию внешней нагрузки, претерпевая при этом незначительные деформации. Рыхлые пески слабо сопротивляются внешним нагрузкам, и их использование в качестве оснований требует специального обоснования.

По коэффициенту водонасыщения (степени влажности) S_r крупнообломочные грунты и пески подразделяются согласно табл. 2.3.

Коэффициент водонасыщения определяется по формуле

$$S_r = \frac{W \times g_s}{e \times g_w}, \quad (2.2)$$

где $\gamma_w \approx 10 \text{ кН/м}^3$ ($1,0 \text{ т/м}^3$) – удельный вес воды.

Увлажнение крупнообломочных грунтов, гравелистых, крупных и мелких песков мало сказывается на их прочности, а пылеватые пески могут снижать свою прочность при увеличении влажности.

Таблица 2.3

Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов по водонасыщению

Разновидность грунтов	Коэффициент водонасыщения S_r , д.е.
Малой степени водонасыщения (маловлажные)	$0 < S_r \leq 0,5$
Средней степени водонасыщения (влажные)	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Глинистые грунты. По числу пластичности I_p глинистые грунты подразделяются согласно табл. 2.4. Число пластичности вычисляется по формуле

$$I_p = W_L - W_p, \quad (2.3)$$

где W_L и W_p – влажность грунта соответственно на границе текучести и раскатывания.

Таблица 2.4

Классификация глинистых грунтов по числу пластичности

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности I_p , %
Супесь	$1 < I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$17 < I_p$

По наличию в глинистых грунтах частиц крупнее 2 мм глинистые грунты подразделяются согласно табл. 2.5.

Таблица 2.5

**Классификация глинистых грунтов
по наличию включений**

Разновидность глинистых грунтов	Содержание частиц крупнее 2 мм, % по массе
Супесь, суглинок, глина с галькой (щебнем)	15 – 25
Супесь, суглинок, глина галечниковые (щебенистые) или гравелистые (дресвяные)	25 – 50

По показателю текучести I_L глинистые грунты подразделяются согласно табл. 2.6. Показатель текучести I_L определяется по формуле

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (2.4)$$

Таблица 2.6

**Классификация глинистых грунтов
по показателю текучести**

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_L , д.е.
<i>Супесь:</i>	
– твердая	$I_L < 0$
– пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
– текучая	$I_L > 1$
<i>Суглинки и глины:</i>	
– твердые	$I_L < 0$
– полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
– тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
– мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
– текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1,00$
– текучие	$I_L > 1$

Несущая способность глинистых грунтов во многом зависит от пористости и влажности. При уменьшении коэффициента пористости снижается и степень сжатия под действием внешней нагрузки. С увеличением пористости и влажности глинистых грунтов уменьшается их сопротивляемость силовому воздействию. Поэтому при проектировании фундаментов на основаниях из глинистых грунтов следует учитывать изменение пористости и влажности в зависимости от гидрогеологических и климатических условий.

Твердые и полутвердые глинистые грунты являются надежными основаниями, в пластичном состоянии их используют в качестве оснований при условии, если величина осадки не превышает предельно допустимой, в текучепластичном и текучем состоянии глинистые грунты используют для строительства только после специального обоснования, так как при действии даже небольших давлений эти грунты способны терять устойчивость. Глинистые грунты способны испытывать деформации, продолжающиеся в течение нескольких десятилетий, что необходимо учитывать при проектировании оснований.

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик песчаных грунтов определяются в зависимости от коэффициента пористости e по [3, табл. 1, прил. 1], а глинистых грунтов – в зависимости от показателя текучести I_L и коэффициента пористости e по [3, прил. 1, табл. 2 и 3].

Для предварительных расчетов размеров подошвы фундаментов необходимо иметь также значения расчетного сопротивления основания R_o , которое определяется по [3, прил. 3, табл. 2 и 3].

В особо сложных инженерно-геологических условиях и для сооружений повышенной ответственности требуется проводить исследования грунтов по специальной программе.

2.1.1. Пример оценки инженерно-геологических условий площадки строительства

Пример 2.1. Для здания, рассмотренного в примере 1.1, выполнить привязку здания на строительной площадке, построить геологический разрез и определить полное наименование всех грунтов и их характеристики.

План строительной площадки – рис. 2.2, данные геологических и полевых визуальных наблюдений и замеров – табл. 2.7, результаты лабораторных исследований физических характеристик грунтов – табл. 2.8. Проектируемое здание имеет в плане размеры 51x48 м.

Решение. Проектируемое здание привязываем на строительной площадке так, чтобы его контур как можно лучше вписывался в треугольник, образованный скважинами (рис. 2.2). Принимаем, что после планировки и благоустройства территории верх отмостки около углов здания будет иметь отметку 74,6 м (рис. 1.3). Нулевые отметки полов первых этажей обеих частей здания приняты соответственно 74,8 и 75,0 м (рис. 2.2).

Измерим расстояние между скважинами (между 1 и 2 – 47 м, между 2 и 3 – 30 м). Построим геологический разрез в соответствии с данными табл. 2.7, совмещая плоскость разреза между двумя соседними скважинами в одну плоскость (рис. 2.2).

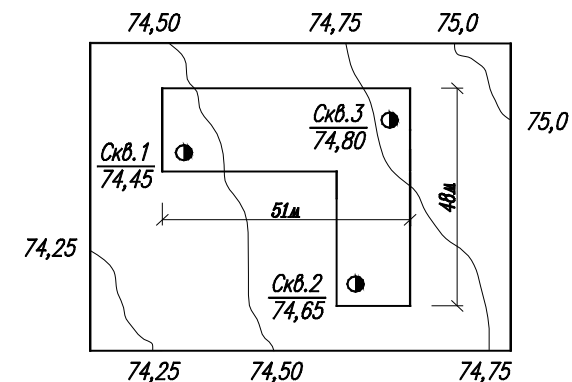


Рис. 2.2. План строительной площадки.

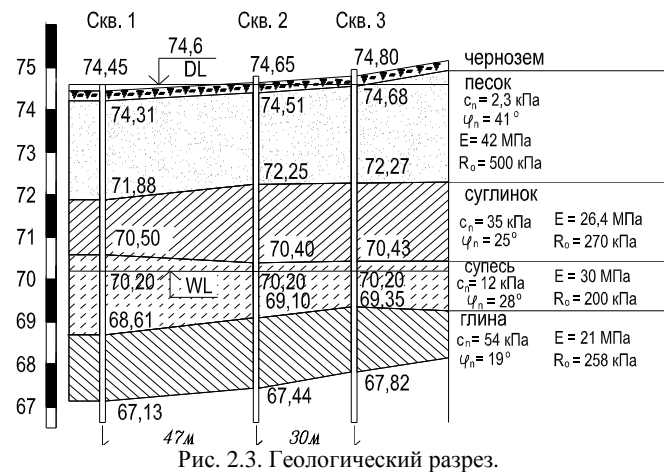


Таблица 2.7

Геологические данные грунтов

№ пла-стов	Литологическое описание грунтов	Номера скважин								
		1			2			3		
		Абсолютная отметка подошвы	Глубина до подошвы, м	Толщина слоя, м	Абсолютная отметка подошвы	Глубина до подошвы, м	Толщина слоя, м	Абсолютная отметка подошвы	Глубина до подошвы, м	Толщина слоя, м
1	Насыпь	74,31	0,14	0,14	74,51	0,14	0,14	74,68	0,12	0,12
2	Песок светло-бурый	71,88	2,57	2,43	72,25	2,40	2,26	72,27	2,53	2,41
3	Суглинок красно-белый	70,50	3,95	1,38	70,40	4,25	1,85	70,43	4,37	1,84
4	Супесь желто-бурая	68,61	5,84	1,89	69,10	5,55	1,30	69,35	5,45	1,08
5	Глина темно-бурая	67,13	7,32	1,48	67,44	7,21	1,66	67,82	6,98	1,53
Глубина WL		4,25			4,45			4,60		

Таблица 2.8

Результаты лабораторных исследований свойств грунтов

№ пласта	№ скважины	Глубина взятия проб грунта от поверхности	Гранулометрический состав, %								Пластичность		Физические свойства		
			>2 мм	2÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	0,1÷0,05	0,05÷0,01	0,01÷0,005	<0,005	W _L	W _p	Удельный вес твердых частиц ρ_s , кН/м ³	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Влажность, W
1	1	-												14,0	
2	1	1,5	4,0	2 3	29	3 9	3	1	1	0	0,0	0,0	26,5	20,0	0,1 5
3	2	3,3	3,0	1 0	14	1 7	8	9	1 4	2 5	0,24	0,14	26,9	20,8	0,1 8
4	2	4,8	16	4	10	2 6	2 3	8	1 0	3	0,18	0,12	26,7	21,1	0,1 6
5	3	6,5	0	1, 5	1,5	3	1 0	2 7	1 5	4 2	0,47	0,27	27,4	20,3	0,3 0

Определяем необходимые характеристики каждого слоя грунта. Для этого слоя пользуемся данными табл. 2.8 и геологическим разрезом (рис. 2.3). Классификационные, прочностные и деформационные показатели находим расчетом по таблицам 2.1÷2.6 и табл. [3].

Первый слой. Насыпной грунт не исследуется, так как он не может служить основанием при толщине слоя менее 0,5 м.

Второй слой. Образец взят из второго слоя грунта в районе скважины 1 с глубины 1,5 м. Так как характеристики пластичности W_L и W_p для этого грунта равны нулю, его следует отнести к пескам. Для установления наименования песка по крупности последовательно суммируем процентное содержание минеральных частиц различной крупности и сопоставляем эти значения с показателями ГОСТа [2] или табл. 2.1 настоящего пособия.

Вес частиц крупнее 2 мм составляет 4% от общего веса образца грунта, что менее 25%, необходимых для гравелистого песка; вес частиц крупнее 0,5 мм составляет 4+23=27%, что менее 50% необходимых для крупного песка, вес частиц крупнее 0,25 мм – 4+23+29=56%, что более 50%, общего веса образца песчаного грунта средней крупности, следовательно, песок второго слоя имеет наименование – песок средней крупности.

Вычислим коэффициент пористости грунта по формуле (2.1):

$$e = \frac{26,5}{20,0} \cdot (1+0,15) - 1 = 0,52$$

Согласно [2] табл. 2.2 пески средней крупности с коэффициентом пористости $e < 0,55$ относятся к плотным пескам.

Вычислим показатель водонасыщения по формуле (2.2):

$$S_r = \frac{0,15 \times 26,5}{0,52 \times 10} = 0,76$$

Согласно [2] или табл. 2.3 пособия пески с показателем водонасыщения $0,5 < S_r \leq 0,8$ относятся к пескам средней степени водонасыщения.

Следовательно, полное наименование грунта второго слоя – песок средней крупности, плотный, средней степени водонасыщения. Такие грунты могут служить естественным основанием.

По [3] находим прочностные и деформационные характеристики грунта. Для песка средней крупности при $e = 0,52$ линейной интерполяцией находим: удельное сцепление $C_n = 2,3$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi_n = 40,9^\circ$, модуль деформации $E = 42$ МПа.

По [3, прил. 3, табл. 1.2] для плотного песка средней крупности независимо от его влажности табличное значение расчетного сопротивления равно $R_0 = 500$ кПа.

По аналогичной методике рассчитываются все остальные слои песка, имеющиеся у студента в задании.

Третий слой. Образец взят из третьего слоя грунта в районе скважины 2 с глубины 3,3 м. Так как характеристики пластичности W_L и W_p для грунта отличны от нуля, его следует отнести к глинистым грунтам.

Для определения наименования глинистого грунта необходимо вычислить по формуле (2.3) «число пластичности» I_p :

$$I_p = 0,24 - 0,14 = 0,1$$

Так как $0,07 < I_p = 0,1 < 0,17$, то согласно ГОСТу [2] грунт относится к категории суглинков. Глинистые грунты должны быть проверены на содержание в них частиц крупнее 2 мм по табл. 2.5. В нашем случае частицы крупнее 2 мм составляют всего 3%, и поэтому добавочного термина к наименованию грунта не будет.

Вычисляем показатель текучести суглинка по формуле (2.4):

$$I_L = \frac{0,18 - 0,14}{0,24 - 0,14} = 0,4$$

Согласно [2] или табл. 2.6 пособия суглинки с $0,25 < I_L = 0,40 < 0,50$ относятся к тугопластичным.

Полное наименование грунта – суглинок тугопластичный. Он может служить естественным основанием.

По формуле (2.1) вычисляем коэффициент пористости:

$$e = 26,9 \cdot \frac{1 + 0,18}{20,8} - 1 \approx 0,53$$

По данным [3] определяем прочностные и деформационные характеристики суглинка, имеющего $I_L = 0,4$ и $e = 0,53$ по [3, прил. 1, табл. 2], применяя интерполяцию $C_n = 35$ кПа, $\varphi_n = 25^\circ$, по [3, прил. 1; табл. 3] находим $E = 26,4$ МПа.

По [3, прил. 3; табл. 3] при $I_L = 0,4$ и $e = 0,53$ двойной интерполяцией находим $R_0 = 266$ кПа ≈ 270 кПа.

По аналогичной методике рассчитываются все остальные слои глинистого грунта.

Четвертый слой. Образец взят из четвертого слоя скважины 2 с глубины 4,8 м. Так как характеристики пластичности грунта отличны от нуля, то он относится к глинистым. В результате расчета получаем $I_p = 0,06$, $I_L = 0,67$, $e = 0,47$. Полное наименование грунта – супесь с галькой пластичная. Для неё C_n

= 12 кПа, $E = 30$ МПа, $R_0 = 200$ кПа, $\varphi_n = 28^\circ$.

Пятый слой. Образец взят из пятого слоя грунта скважины 3 с глубины 6,5 м.

В результате расчета получаем $I_p = 0,2$, $I_L = 0,15$, $e = 0,75$. Полное наименование грунта – глина полутвердая. Для нее $C_n = 54$ кПа, $\varphi = 19^\circ$, $E = 21$ МПа, $R_0 = 258$ кПа.

Грунты 4-го и 5-го слоев также могут служить естественным основанием.

Значения прочностных и деформационных характеристик слоев грунтов наносим на геологическом разрезе (рис. 2.3).

2.2. Определение глубины заложения фундаментов

Важной задачей при проектировании фундаментов является выбор несущего слоя грунта, который совместно с подстилающими слоями обеспечит бы нормальную работу сооружения. От расположения несущего слоя грунта зависит глубина заложения фундаментов.

Глубина заложения подошвы фундаментов отсчитывается от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента.

При определении глубины заложения фундаментов следует руководствоваться п. 2.25 СНиП 2.02.01-83*, который рекомендует учитывать целый ряд факторов, основными из которых являются: климатические условия района строительства, инженерно-геологические условия строительной площадки, конструктивные особенности возводимых и соседних зданий и сооружений.

Рассмотрим влияние каждого условия.

Климатические условия. Промерзание некоторых грунтов приводит к возникновению сил пучения по подошве фундаментов, которые могут вызвать подъём сооружения. Затем оттаивание таких грунтов приводит к резкому снижению их несущей способности и просадке сооружения.

К непучинистым грунтам относятся: скальные породы, полускальные, крупнообломочные с песчаным наполнителем, гравелистые, крупные и средней крупности пески.

Глубина заложения фундаментов в них не зависит от глу-

бины промерзания.

Пучению подвержены следующие грунты: крупнообломочные с глинистым заполнителем, глинистые, пылеватые и мелкие пески.

Практикой установлено, что при определенных условиях (в основном в зависимости от расположения горизонта грунтовых вод) грунты не проявляют свойства пучения.

При неблагоприятных условиях глубина заложения фундаментов назначается из условий недопущения развития сил морозного пучения по данным табл. 2.9.

Таблица 2.9
Глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
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	Не зависит от d_f
Супеси с показателем текучести $J_L < 0$	Не менее d_f	Не зависит от d_f
Супеси с показателем текучести $J_L \geq 0$	Не менее d_f	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе грунта или заполнителя $J_L \geq 0,25$	Не менее d_f	Не менее d_f
То же при $J_L < 0,25$	Не менее d_f	Не менее $0,5 d_f$
<i>Примечание:</i> В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f , соответствующие грунты должны залегать до глубины не менее d_{fn} .		

Согласно [3] глубина заложения фундаментов d наружных стен и колонн отапливаемых зданий устанавливается по табл. 2.9 в зависимости от расчетной глубины промерзания грунтов d_f , которая определяется по формуле:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (2.5)$$

где k_h – коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен;

d_{fn} – нормативная глубина промерзания грунтов, которая может быть определена по карте (рис. 2.4).

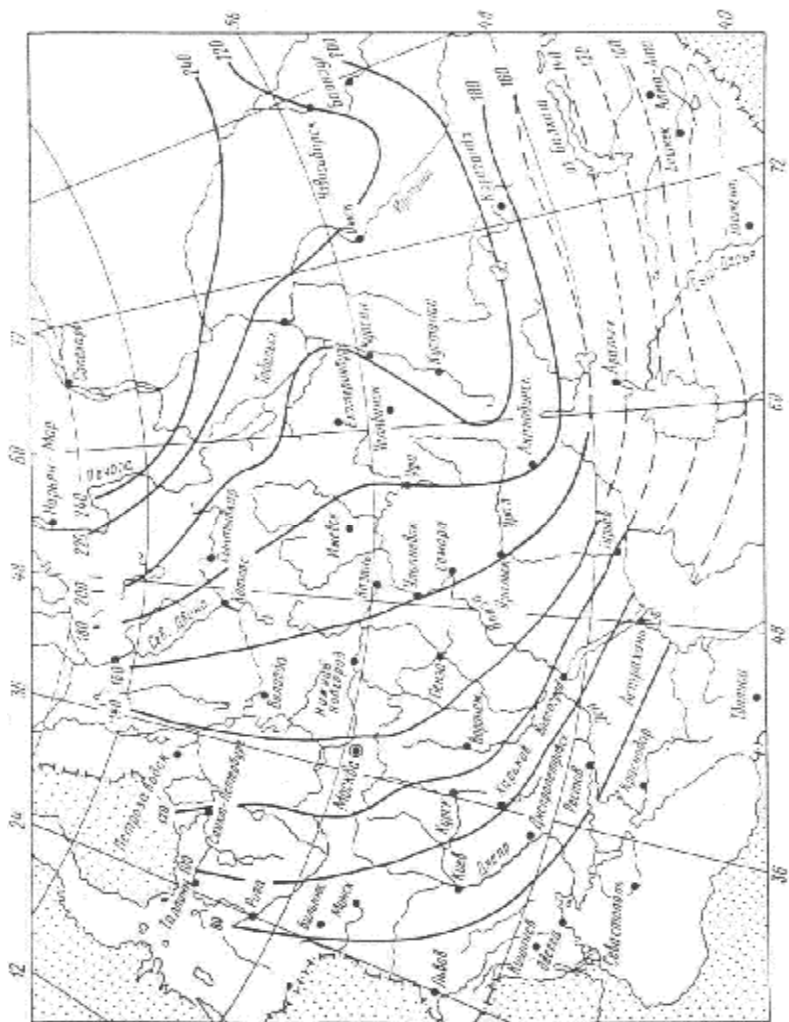


Рис. 2.4. Карта промерзания глинистых и суглинистых грунтов (для песков и супесей значение глубины промерзания, указанное на карте, следует увеличить в 1,2 раза).

На карте (рис. 2.4) приведены нормативные значения глу-

бин промерзания для глин и суглинков. Для супесей, пылеватых и мелких песков эти значения должны быть увеличены в 1,2 раза.

Для наружных фундаментов отапливаемых зданий коэффициент k_h может быть определен расчетом [3] или по табл. 2.10 пособия с учетом примечания к ней.

Таблица 2.10

Значения коэффициента k_h для помещений, примыкающих к наружным фундаментам в зависимости от температуры

Конструктивные особенности сооружения	Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, °С					
	- 5	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:						
на грунте	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
с подвалом или техническим подпольем	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
<p>Примечания: 1. Приведенные в табл. 2.10 значения k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м, если $a_f \geq 1,5$ м, то значение k_h повышается на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном размере a_f значение k_h определяется интерполяцией.</p> <p>2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и техподполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.</p> <p>3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимается с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в табл. 2.10.</p>						

Глубина заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается независимо от глубины промерзания, но обычно не менее 0,5 м, если во время строительства и эксплуатации возле фундамента исключено промерзание грунтов. Это достигается за счет утепления грунта верхнего слоя или утепления подвалов, включая и лестничные клетки.

Если в здании предусматриваются холодные подвалы и

технические подполья, то глубину заложения принимают в соответствии с данными табл. 2.9 от пола подвала и технического подполья. Аналогично поступают и при назначении глубины заложения фундаментов неотапливаемого здания, имеющего подвал или подполье.

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых зданий и сооружений назначается с учетом требований табл. 2.9, с коэффициентом $k_h = 1,1$ (кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой).

Глубину заложения фундаментов по условиям морозного пучения можно уменьшить за счет применения:

- а) постоянной теплоизоляции грунта по периметру здания;
- б) водозащитных мероприятий, уменьшающих возможность замачивания грунтов;
- в) полной или частичной замены пучинистого грунта на непучинистый под подошвой фундамента;
- г) обмазки боковой поверхности фундаментов битумной мастикой или покрытия её полимерными плёнками;
- д) искусственного засоления грунтов обратной засыпки [9].

Инженерно-геологические условия. Учёт 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 сжимаемости и прочности грунтов.

Геологическое строение участка обычно бывает весьма разнообразным, так как для каждой площадки напластование грунтов имеет сугубо индивидуальный характер. Для схематизации этих напластований все грунты условно делят на две группы: прочные (надежные), обладающие высокими показателями прочностных и деформационных характеристик R_0 и E , и слабые, обладающие низкими показателями ($E < 5 \text{ МПа}$, $R_0 \leq 0,1 \text{ МПа}$).

На этой основе напластования грунтов геологического разреза условно можно привести к четырём основным схемам (рис. 2.5).

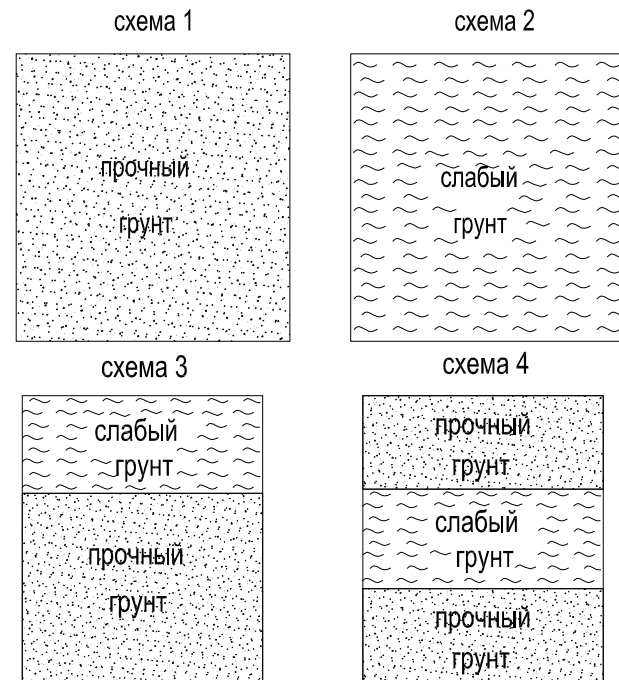


Рис. 2.5. Схемы напластования грунтов

При напластовании грунтов по схеме 1 глубина заложения фундаментов не зависит от геологических условий, и её можно принимать минимальной или исходя из других двух факторов. Если площадка сложена несколькими слоями надежных грунтов и при этом строительные свойства каждого последующего слоя не хуже свойств предыдущего, то при больших нагрузках на фундамент за несущий принимают слой более плотного грунта, залегающего ниже (если это решение экономичнее).

В случае залегания грунтов по схеме 2 приходится прибегать к устройству свайных фундаментов, искусственных оснований: применять закрепление или упрочнение грунтов и другие способы.

Если геологический профиль представлен напластованиями грунтов по схеме 3, то следует различать ниже следующие случаи.

1. Толщина верхнего слоя мала. Тогда его целесообразно

прорезать и фундамент опереть на хороший прочный грунт, заглубившись в него на 10-20 см (рис. 2.6, а) [8], [9], [10].

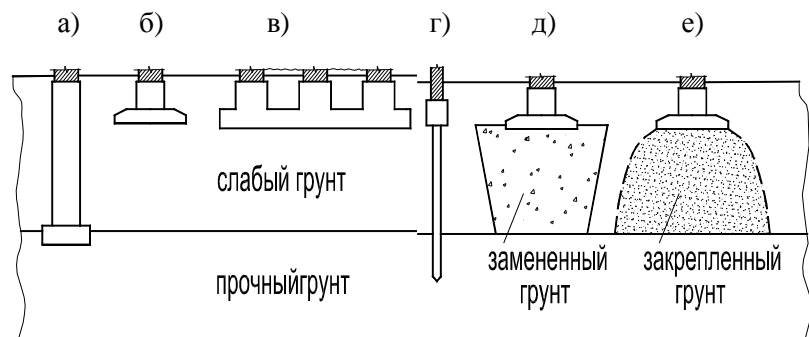


Рис. 2.6. Варианты устройства фундаментов при напластовании грунтов по схеме 3 рис. 2.5.

2. Толщина верхнего слоя значительна, но по своим свойствам этот грунт может воспринять нагрузку от проектируемого сооружения. В этом случае можно устраивать широкие фундаменты или сплошные плиты (рис. 2.6, б, в).

3. Толщина верхнего слоя значительна, но он не может воспринять нагрузку от сооружения. В этом случае можно устраивать свайные фундаменты (рис. 2.6, г), проводить частичную замену слабого грунта прочным (рис. 2.6, д) или закреплять слабые грунты (рис. 2.6, е).

При напластовании грунтов по схеме 4 (рис. 2.5) возможны варианты устройства фундаментов, показанные на рис. 2.7.

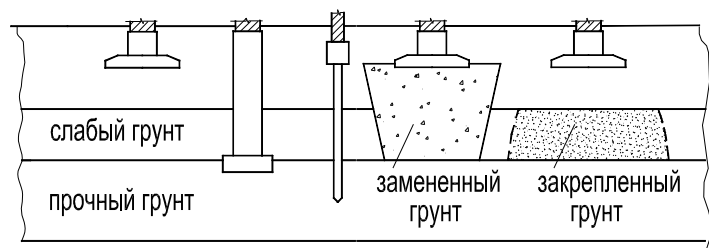


Рис. 2.7. Варианты устройства фундаментов при напластовании грунтов по схеме 4(рис. 2.5).

Конструктивные особенности. На глубину заложения фундаментов оказывают влияние конструктивные и технологические особенности зданий и сооружений. В частности, глубина заложения фундаментов зависит от наличия в здании подвалов, тоннелей, подземных коммуникаций, фундаментов под оборудование, а также фундаментов существующих зданий в местах примыкания к ним. При наличии в здании подвальных помещений, прямиков и каналов, примыкающих к фундаментам, фундамент можно устраивать в соответствии с рис. 2.8, а, и 2.9, а.

Возводимые фундаменты стремятся закладывать на одном уровне. При необходимости заложения смежных отсеков на разных отметках (рис. 2.8, г) требуется выполнение следующего условия:

$$\Delta h \leq a \cdot (\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 / p_1), \quad (2.6)$$

где a – расстояние между фундаментами в свету, м;

φ_1 – расчетное значение угла внутреннего трения, град;

c_1 – расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа;

p_1 – среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента от расчетных нагрузок, кПа (для расчета основания по несущей способности).

В случае устройства фундаментов около уже существующих целесообразнее всего глубину вновь устраиваемого фундамента назначать вровень с первыми или выше них, как показано на рис. 2.8, б, в и г.

Разность отметок заложения соседних фундаментов с разной глубиной заложения не должна превышать величину Δh , определяемую по формуле 2.6.

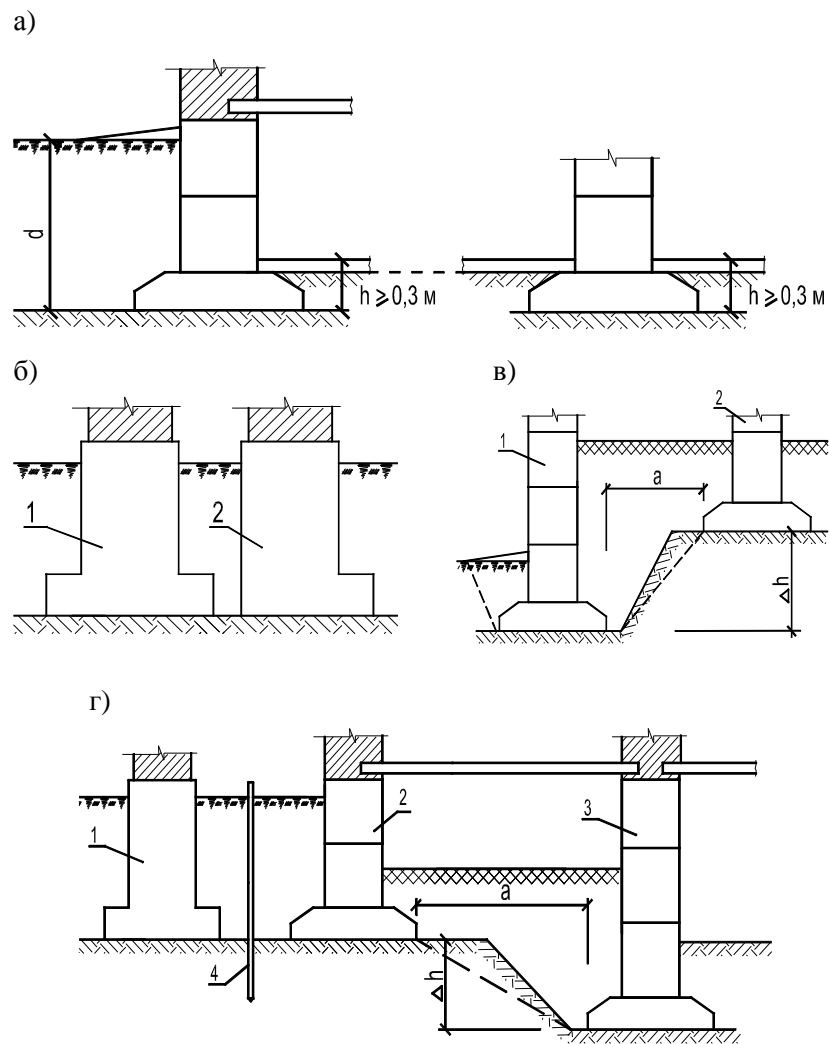


Рис. 2.8. Схемы заложения фундаментов по конструктивным особенностям: 1 – фундамент существующего здания; 2 – фундамент нового здания; 3 – фундамент с большей глубиной заложения; 4 – шпунтованная стенка.

При наличии коммуникаций фундамент устраивается в соответствии с рис. 2.9, а.

Переход от одной отметки ленточного фундамента к дру-

гой осуществляется ступенями (рис. 2.9, б). Высота уступа в случае сборного фундамента принимается равной высоте стенового блока или железобетонной плиты, которые при необходимости допускается укладывать на слой тощего бетона. При устройстве монолитного ленточного фундамента соотношение между высотой и длиной уступа в связных грунтах принимается равным 1:2, а в несвязанных – 1:3 при высоте уступа, не превышающей 0,5...0,6 м.

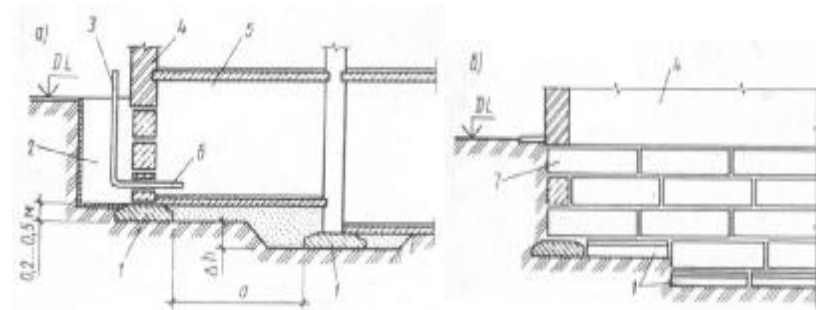


Рис. 2.9. Выбор глубины заложения фундамента в зависимости от конструктивных особенностей сооружения:

- а – здание с подвалом в разных уровнях и приямок; б – изменение глубины заложения ленточного фундамента; 1 – фундаментные плиты; 2 – приямок; 3 – трубопровод; 4 – стена здания; 5 – подвал; 6 – ввод трубопровода; 7 – стеновые блоки.

При выборе глубины заложения фундаментов следует учитывать устройство новых коммуникаций, фундаментов под оборудование, подвальных помещений и пр.

Окончательная глубина заложения подошвы фундаментов d принимается как максимальная из трех величин, найденных по указанным выше условиям.

Итак, выбирая тип и глубину заложения фундаментов по рассмотренным условиям, следует придерживаться следующих правил:

- 1) подошвы фундаментов желательно закладывать на одной и той же глубине;
- 2) минимальная глубина заложения фундаментов принимается не менее 0,5 м от спланированной поверхности, ис-

ключение составляют скальные породы, при наличии которых обычно снимается верхний, сильно выветренный слой (сверху фундамент засыпается грунтом или над ним делается пол толщиной 0,1...0,15 м);

3) глубина заложения фундаментов принимается не менее 0,3...0,5 м ниже отметки пола подвала, прямков, каналов;

4) заглубление в несущий слой грунта должно быть не менее 0,1...0,2 м от его кровли;

5) не оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины, если строительные свойства подстилающего грунта ниже вышележащего;

6) в пучинистых грунтах глубина заложения фундаментов принимается, в основном, ниже d_f ($0,5 d_f$) не менее чем на 0,2 м;

7) при возможности следует закладывать фундаменты выше уровня подземных вод; при этом не требуется водоотлива, гарантируется сохранение природной структуры грунтов основания, работы могут быть выполнены в кратчайший срок;

8) при слоистом напластовании грунтов все фундаменты рекомендуется возводить на одном слое грунта или на грунтах с близкой сжимаемостью; если это невыполнимо, то размеры фундаментов выбирают главным образом из условия допустимости неравномерности осадок;

9) если глубина заложения фундаментов оказывается большой, нужно предусматривать специальные мероприятия по подготовке основания или переходить на свайные фундаменты.

2.2.1. Пример определения глубины заложения фундаментов

Пример 2.2. Выбрать глубину заложения фундаментов административно-лабораторного здания (рис. 1.3), строящегося в г. Владимире, для части здания без подвала (корпус Б) и части здания с подвалом (корпус А). Геологический разрез строительной площадки и результаты лабораторных исследований грунтов взяты из предыдущего примера 2.1, конструктивная характеристика здания дана в примере 1.1. Здание отапливаемое.

Решение: Для корпуса Б, не имеющего подвала, глубина фундамента должна быть принята как большая из величин, найденных с учетом геологических и климатических условий и конструктивных особенностей здания.

Определим глубину заложения фундамента (по скв. 1, рис. 2.3) с учетом этих условий.

1. По климатическим условиям по карте (рис. 2.4) устанавливаем, что для Владимирской области нормативная глубина промерзания грунтов $d_{fn} = 150$ см.

Принимаем, что среднесуточная температура воздуха в помещении $t = 20^\circ\text{C}$. Полы в корпусе Б устроены таким образом, что позволяют считать их как “устраиваемые по утеплённому цокольному перекрытию”, а расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м. При этих условиях по табл. 2.10 принимаем, что коэффициент $k_h = 0,7$.

Следовательно, расчетная глубина промерзания грунтов будет $d_f = 0,7 \cdot 150 \text{ см} = 105 \text{ см}$.

2. По геологическим условиям, согласно геологическому разрезу (рис. 2.3) при $d_f = 105$ см фундаменты корпуса Б (здание без подвала) окажутся расположенными во втором слое грунта, представляющим собой плотный песок средней крупности достаточной толщины. Данный слой может служить естественным основанием. Необходимо только проследить, чтобы оставшаяся толщина данного слоя песка под подошвой фундамента была не менее 20 см. При $d \leq 105$ см это условие выполняется с большим запасом.

Найдем расстояние $d_f + 2 = 1,05 + 2 = 3,05$ м. Так как $d_w = 4,4 \text{ м} > d_f + 2 = 3,05 \text{ м}$, то согласно табл. 2.9 для песка средней крупности, в котором окажется фундамент, глубина заложения его не зависит от d_f , а назначается из других факторов.

3. По конструктивным соображениям в данной части здания будем проектировать отдельные фундаменты под колонны, нагрузки на которые могут быть значительными. Согласно правилам конструирования отдельных фундаментов, изложенным далее в п. 2.4, колонна должна заделываться в стакан фундамента не менее, чем на больший размер своего поперечного сечения, т.е. в нашем случае, не менее, чем на 60 см. Кроме того, толщина

дна стакана фундамента должна быть не менее 20 см. Примем эту толщину равной 30 см. Высота фундамента, таким образом, будет не менее $h_f = 60 + 30 = 90$ см.

Сверху фундамент должен быть засыпан грунтом или над ним делается пол толщиной 10-15 см. Значит, минимальная глубина заложения фундаментов в корпусе Б по конструктивным соображениям должна быть равна $d = 60 + 30 + 10 = 100$ см. Согласно рис. 1,3 отметка наружной планировки грунта корпуса Б принята равной -0,2 м, а отметка пола цеха – 0,00 м. Примем глубину заложения фундаментов $d = 1,0$ м от уровня планировочной отметки грунта (1,2 м от уровня пола).

Для корпуса А, имеющего подвал в осях 1-4, глубина заложения фундаментов определяется конструктивно в зависимости от высоты подвала. Из задания (рис. 1.3) видим, что отметка пола подвала равна -2,2 м, а толщину пола подвала примем – 0,1 м.

Опорные подушки ленточных фундаментов под стены корпуса А должны располагаться ниже пола подвала. Высота опорных подушек 0,3 м. Следовательно, глубина заложения ленточных фундаментов от уровня планировки должна быть равна $d = 2,2 + 0,1 + 0,3 - 0,4 = 2,2$ м.

При этом на геологическом разрезе (скв. 2) отметка подошвы фундамента будет $75,0 - 2,6 = 72,4$ м ($74,6 - 2,2 = 72,4$), т.е. фундаменты окажутся от кровли суглинков третьего слоя грунтов, что менее необходимых 0,2 м. Поэтому по геологическим условиям заглубим фундаменты до отметки 71,8, где будут залегать суглинки. Тогда глубина заложения фундаментов от уровня пола первого этажа будет $75,0 - 71,8 = 3,2$ м, $d = 3,2 - 0,4 = 2,8$ м.

В вестибюле корпуса А фундаменты устраиваются в виде отдельных под колонны. Как и в корпусе Б, их высоту можно принять равной $h_f = 90$ см. Тогда полная глубина заложения отдельных фундаментов под колонны вестибюля в части здания с подвалом будет равна $d = 2,2 + 1,0 - 0,4 = 2,8$ м.

Так как по конструктивным соображениям глубина заложения наружных стен корпуса А должна быть не менее 2,8 м от планировочной отметки, под внутренние колонны также – 2,8 м, то окончательно для всех фундаментов корпуса А глубина зало-

жения будет равной $d = 2,8$ м от уровня планировки. При такой глубине заложения фундаменты расположатся в третьем слое грунта – суглинке.

2.3. Определение размеров подошвы фундаментов

Форма подошвы фундамента во многом определяется конфигурацией в плане возводимой надземной конструкции. Она может быть круглой, кольцевой, квадратной, прямоугольной, ленточной и т.д.

При расчетах фундаментов мелкого заложения по деформациям площадь подошвы предварительно определяется из условия:

$$p_{II} \leq R, \quad (2.7)$$

где p_{II} – среднее давление под подошвой фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по деформациям, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$);

R – расчетное сопротивление грунта основания, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), определяемое по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} \cdot \left[\frac{M_g \cdot k_z \cdot b \cdot g_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot g'_{II}}{(M_q - 1) \cdot d_b \cdot g'_{II} + M_c \cdot C_{II}} \right], \quad (2.8) \text{ [3, ф. 7]}$$

где γ_{C1} и γ_{C2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по [3, табл. 3];

k – коэффициент, принимаемый равным: $k = 1$ – если прочностные характеристики грунта (c и ϕ) определены непосредственными испытаниями и $k = 1,1$ – если они приняты по [3, табл. 1, 2, 3, прил. 1];

M_g , M_c , M_q – коэффициенты принимаемые по [3, табл. 4];

b – ширина подошвы фундамента, м.;

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

g_{II} – усредненное расчётное значение удельного веса

грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

$$g_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n g_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (2.9)$$

где h_i – толщина слоёв грунтов ниже подошвы фундамента, м.

γ_i – удельный вес грунтов слоев ниже подошвы фундамента, кН/м³;

g'_{II} – то же, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

Определяется g'_{II} по формуле (2.9),

где h_i, g_i – характеристики слоев грунтов выше подошвы фундамента;

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

d_1 – приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{g'_{II}}, \quad (2.10)$$

где 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 материала пола подвала, кН/м³;

$d_l = d$ – для бесподвальных сооружений;

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планиров-

ки 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, $d_b = 0$).

На рис. 2.10 приведены схемы характерных конструктивных решений фундаментов сооружений, иллюстрирующие смысл показателей, входящих в формулы (2.8) и (2.10).

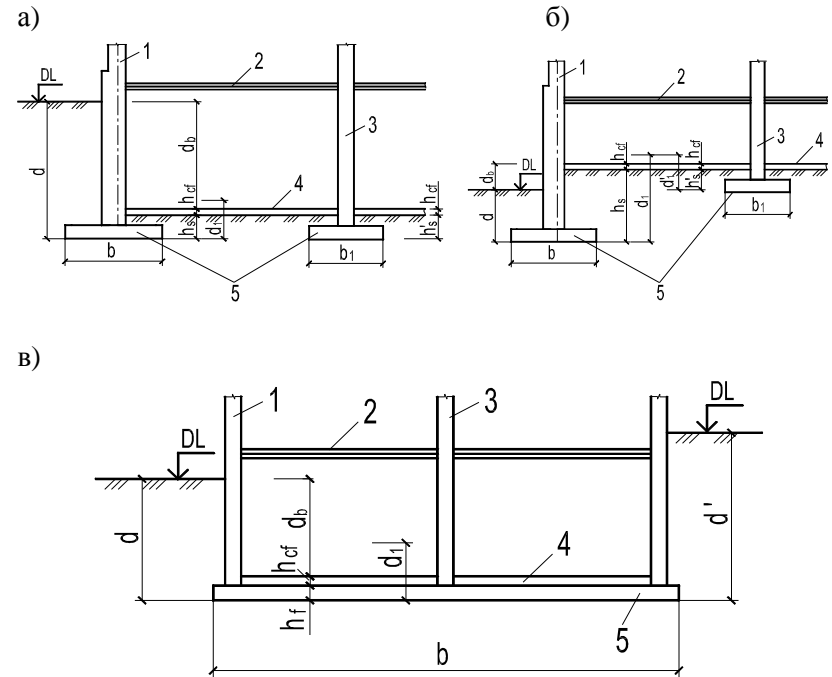


Рис. 2.10. Схемы к определению расчётного сопротивления грунтов основания:
 а – при $d_1 < d$; б – при $d_1 > d$; в – для плитных фундаментов;
 1 – наружная стена; 2 – перекрытие; 3 – внутренняя стена;
 4 – пол подвала; 5 – фундамент.

При отметке планировки ниже пола подвала (рис. 2.10, б) для наружных стен независимо от ширины подвала в формуле (2.8) $d_1 = d$, $d_b = 0$. Для фундаментов внутренних стен берется величина d_1 , определяемая по формуле (2.10) с учетом схемы, показанной на рис. 2.10, б.

В случае плитных фундаментов (рис. 2.10, в) в формуле (2.8) принимается $d_l = d$ и $d_b = 0$.

Выражение (2.8) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , принимается $b = \sqrt{A}$.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле:

$$g_{SB} = \frac{g_s - g_w}{1 + e}, \quad (2.11)$$

где g_s – удельный вес частиц грунта, кН/м³;

$g_w = 10$ кН/м³ – удельный вес воды;

e – коэффициент пористости.

Для наиболее часто встречающихся грунтов значения g_s составляют (кН/м³):

для песков – 26,5...26,7; для суглинков – 26,9...27,3;

для супесей – 26,8...27,2; для глин – 27,1...27,6.

Среднее давление по подошве фундамента для расчета основания по второй группе предельных состояний определяется по формуле:

$$p_{II} = \frac{N_{oII} + N_{fl} + N_{gl}}{l \cdot b} = \frac{N_{II}}{A}, \quad (2.12)$$

где N_{oII} – расчетная вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН (для ленточного фундамента – нагрузка на 1 пог. м длины фундамента);

N_{fl} – расчетная нагрузка от веса фундамента, кН;

N_{gl} – расчетная нагрузка от веса грунта и пола, лежащих на уступах фундамента, кН;

l, b – длина и ширина фундамента, м.

В предварительных расчетах p_{II} можно приближенно считать по формуле:

$$N_{fII} + N_{gII} = \gamma_{mII} \cdot d \cdot l \cdot b = \gamma_{mII} \cdot d \cdot A, \quad (2.13)$$

где γ_{mII} – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимаемое обычно при наличии подвала 17 кН/м^3 , при отсутствии подвала – 20 кН/м^3 ;

d – глубина заложения фундамента (от планировочной отметки), м.

С учетом (2.13) формуле (2.12) можно придать вид:

$$p_{II} = N_{oII}/A + \gamma_{mII} \cdot d \quad (2.14)$$

2.3.1. Определение размеров подошвы центрально нагруженных фундаментов

Реактивное давление по подошве центрально нагруженного фундамента принимается равномерно распределенным (рис. 2.11, б). Из условия (2.7) принимаем $p_{II} = R$ и, подставляя (2.14), получим формулу для определения необходимой площади подошвы фундамента:

$$A = \frac{N_{oII}}{R - \gamma_{mII} \cdot d} \quad (2.15)$$

В первом приближении принимается $R = R_0$, тогда формула (2.15) имеет вид:

$$A = \frac{N_{oII}}{R_0 - \gamma_{mII} \cdot d} \quad (2.16)$$

Далее подбираются размеры подошвы фундамента:

- в случае квадратной подошвы $b = \sqrt{A}$;
- в случае прямоугольной подошвы $b = \sqrt{A/\eta}$,

где η – коэффициент отношения размеров большей сторо-

ны l к ширине b ; обычно принимается $\eta = l/b = 1,1 \dots 1,6$;

– в случае круглых фундаментов $D = 2 \cdot \sqrt{A/p}$;

– в случае ленточного (непрерывного) фундамента $b=A/1$.

Найденные размеры подошвы округляются с учетом принятой модульности и унификации элементов конструкций, а в случае ленточного фундамента размер ширины фундамента b округляется до числа, кратного 100 мм. Далее конструируется фундамент. По принятым размерам фундамента определяется его объем V_f и вес:

$$N_{fл} = g_f \cdot g_b \cdot V_f,$$

где $g_f = 1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

g_b – удельный вес материала, из которого изготавливается фундамент, кН/м³.

Расчетный вес грунта на уступах фундамента находят из выражения:

$$N_{gл} = g_f \cdot g'_{II} \cdot (A \cdot d - V_f),$$

где g'_{II} – удельный вес обратной засыпки, кН/м³.

По результатам расчета проверяется условие (2.7). Если оно выполняется и $p = R$ или $p < R$ в пределах 5-10% (для монолитных конструкций – до 5%; для сборных – до 10%), то расчет заканчивается.

Если условие (2.7) не выполняется, то следует изменить размеры подошвы фундамента, выполнить новый расчет и проверку условия (2.7). Вычисления выполняются до тех пор, пока не выполнится условие (2.7) с требуемой точностью.

Для сборных ленточных фундаментов добиться полного использования условия (2.7) можно путем укладки фундаментных плит с разрывами, т.е. путем устройства прерывистой по-

душки. Исходя из равенства площадей подошвы непрерывного ленточного фундамента шириной b и фундамента с прерывистой подушкой, можно найти допустимое расстояние между плитами из выражения:

$$l = l_b[(b_b/b) - 1], \quad (2.17)$$

где l_b – размер плиты по продольной оси фундамента, м;
 b_b – принятая ширина плиты, м;
 b – требуемая ширина фундамента по расчету, м.

Расстояние между плитами корректируется по конструктивным соображениям. Так как b_b больше требуемой ширины непрерывного фундамента по расчету, расчетное сопротивление грунта основания будет несколько больше. Это целесообразно учитывать для грунтов, обладающих углом внутреннего трения более 20° [8].

Вследствие распределительной способности грунтов и арочного эффекта давление на подошве прерывистых фундаментов на небольшой глубине выравнивается, и можно считать, что они работают как сплошные. Поэтому их ширина определяется, расчетное сопротивление назначается и расчет осадок производится как для сплошных ленточных фундаментов без вычета площадей промежутков [11].

2.3.2. Определение размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов

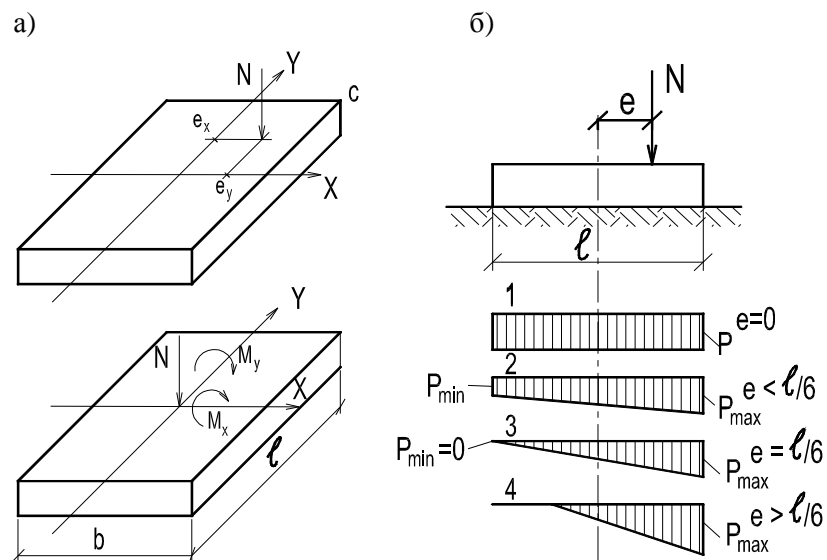
При расчете фундамента давление по подошве внецентренно нагруженного фундамента принимают изменяющимся по линейному закону. В зависимости от эксцентриситета приложения силы эпюры давлений под подошвой фундамента могут иметь один из четырех видов, показанных на рис. 2.11, б.

Первый вид эпюры распределения давлений под подошвой фундамента (рис. 2.11, б, 1) имеет место при центральном нагружении. Остальные эпюры имеют место при внецентренном нагружении. При этом рекомендуется, чтобы:

а) для фундаментов колонн зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 500 кН и выше, для сооружений башенного типа и всех видов зданий на основаниях с $R < 0,15$ МПа эпюра контактных давлений имела вид трапеции (рис. 2.11, б, 2);

б) для остальных случаев допускается эпюра давлений в виде треугольника (рис. 2.11, б, 3);

в) при четвертой эпюре (рис. 2.11, б) имеет место отрыв фундамента от грунта, что в некоторых случаях хотя и допустимо, но лучше не допускать работы фундаментов при таких условиях.



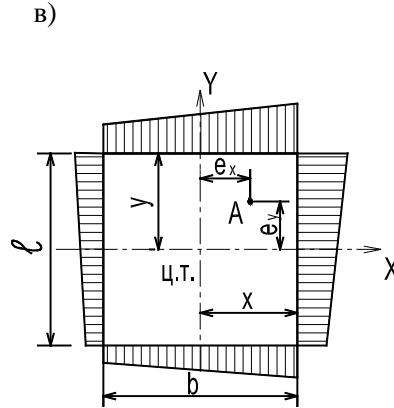


Рис. 2.11: а – схема действия нагрузки на фундамент;
 б – эпюры давлений под подошвой фундамента;
 в – схема подошвы и эпюры давлений по краям подошвы

Минимальное и максимальное давления по подошве внецентренно нагруженного фундамента определяются по формуле внецентренного сжатия.

В тех случаях, когда равнодействующая внешних нагрузок приложена к фундаменту с эксцентриситетами относительно обеих главных осей инерции площади подошвы, максимальное и минимальное давления будут образовываться в угловых точках, и их находят по формуле:

$$p_{\min II}^c = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{N_{II} \cdot e_y}{W_x} \pm \frac{N_{II} \cdot e_x}{W_y}, \quad (2.18)$$

где W_x и W_y – моменты сопротивления относительно главных осей.

Применительно к прямоугольной площади подошвы фундамента формула (2.18) приводится к виду:

$$p_{\min II}^c = \frac{N_{II}}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_y}{l} \pm \frac{6 \cdot e_x}{b}\right) \quad (2.19)$$

При внецентренном нагружении относительно одной из центральных осей максимальное и минимальное давления на основание действуют под краем фундамента, а формула (2.19) принимает вид:

$$p_{\max II} = \frac{N_{II}}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{b}\right) \text{ или}$$

$$p_{\min II} = \frac{N_{II}}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_y}{l}\right) \quad (2.20)$$

На практике задача подбора размеров подошвы внецентренно нагруженного фундамента решается следующим образом. Сначала принимается, что действующая нагрузка приложена центрально, подбираются соответствующие размеры подошвы фундамента по формуле (2.16), а затем уточняются расчетом на внецентренную нагрузку, соблюдая изложенное выше. Последовательным приближением добиваются удовлетворения следующих условий:

а) при эксцентриситете относительно одной главной оси инерции:

$$p_{\max II} \leq 1,2R \quad (2.21)$$

Одновременно должно выполняться и условие (2.7)

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

Для минимального давления ограничение не введено, но рекомендуется не допускать отрыва подошвы фундамента от грунта:

$$p_{\min II} \geq 0 \quad (2.22)$$

б) при эксцентриситете относительно двух главных осей инерции:

$$p_{maxII} \leq 1,5R \quad (2.23)$$

Одновременно должны выполняться условия (2.7), (2.21), (2.22):

$$p_{II} \leq R$$

$$p_{maxII} \leq 1,2R$$

$$p_{minII} \geq 0.$$

В случае возникновения момента от кранов грузоподъемностью более 500 кН рекомендуется выполнять условие:

$$p_{minII} / p_{maxII} \geq 0,25 \quad (2.24)$$

Размеры подошвы фундамента считаются подобранными правильно, если выполняются условия (2.7), (2.21) – (2.24) и правые части условий (2.21) и (2.23) незначительно (в пределах 5...10%) больше левых. В противном случае, изменив размеры подошвы фундамента, следует сделать пересчет, добиваясь выполнения указанных выше условий с требуемой точностью. Обычно после трех-четырех последовательных приближений удается достичь оптимальных размеров подошвы фундамента.

В целях сокращения времени на проектирование целесообразно определение размеров подошвы фундаментов выполнять на ЭВМ.

2.4. Рекомендации по конструированию фундаментов

Установив окончательные размеры подошвы фундамента и глубину заложения фундамента переходят к его конструированию.

2.4.1. Отдельные фундаменты

Отдельные фундаменты могут устраиваться в виде отдельных опор под колонны (рис. 2.12, а) или отдельных фундаментных столбов, перекрываемых фундаментными балками (рандбалками), на которых затем возводятся стены (рис. 2.12, б).

Отдельные фундаменты не следует возводить на сильно сжимаемых и неоднородных грунтах, так как могут возникнуть неравномерные их осадки.

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.

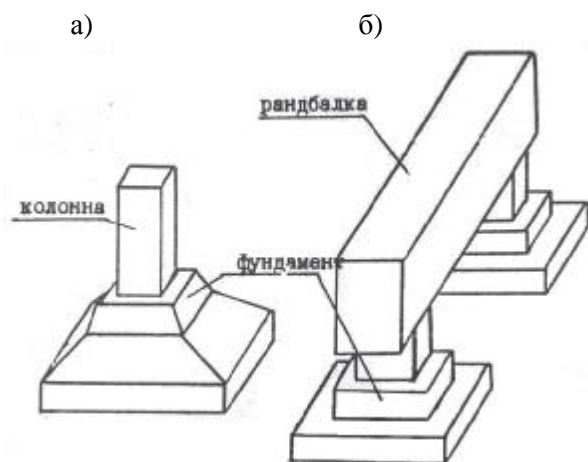


Рис. 2.12. Виды столбчатых (отдельных) фундаментов:
а – под отдельную колонну; б – под стену.

Важным этапом в проектировании фундаментов является его конструирование, исходя из известных величин – глубины заложения фундамента d и размеров его подошвы b и l . При конструировании отдельных фундаментов можно руководствоваться «Справочником проектировщика» [5]. Основные сведения по проектированию изложены ниже.

Фундаменты под колонны и столбы обычно выполняются ступенчатыми, состоящими из плитной части и подколонника. Способ сопряжения фундамента с колонной зависит от особенностей подколонника. Сопряжение сборных железобетонных колонн с фундаментами осуществляется с помощью стакана (рис. 2.13), монолитных железобетонных колонн – соединением

арматуры колонн с выпусками арматуры из фундамента (рис. 2.16, а); стальных колонн – креплением башмака колонны к анкерным болтам, забетонированным в фундаменте (рис. 2.16, б). Применяются и другие конструкции соединения колонн с фундаментами.

Железобетонные монолитные отдельные фундаменты являются основным типом фундаментов каркасных зданий, так как они обладают технико-экономическими преимуществами (рис. 2.13).

Размеры стакана под сборные колонны назначаются из следующих соображений:

- глубина заделки одноветвевых колонн прямоугольного сечения должна быть не менее наибольшего размера поперечного сечения колонны, а двухветвевых колонн этот размер $h_3 \geq 0,5 + 0,33 a_n$ (где a_n – расстояние между наружными гранями ветвей колонн). При $a_n \geq 2,1$ м h_3 принимается равным 1,2 м. Если $a_n > 2,4$ м, то под каждую ветвь делается отдельный стакан [5];

- между дном стакана и колонной должен быть предусмотрен зазор в 50 мм;

- размеры стакана по низу должны быть на 50 мм во все стороны больше размеров сечения колонны, по верху – на 75 мм;

- толщина стенок неармированного стакана по верху принимается не менее 0,75 высоты подколонника, а при его отсутствии – по высоте верхней ступени или 0,75 глубины стакана, но не менее 200 мм;

- толщина стенок армированного стакана по верху назначается расчетом, но не менее 150 мм;

- толщина дна стакана назначается из расчета на продавливание, но должна быть не менее 200 мм.

Плитная часть фундаментов выполняется ступенчатой.

Число ступеней – не более трёх. Размеры в плане подошвы фундамента (b, l), ступеней (b_1, l_1, b_2, l_2), подколонника (b_n, l_n), высота фундамента (h_f) принимаются кратным 300 мм.

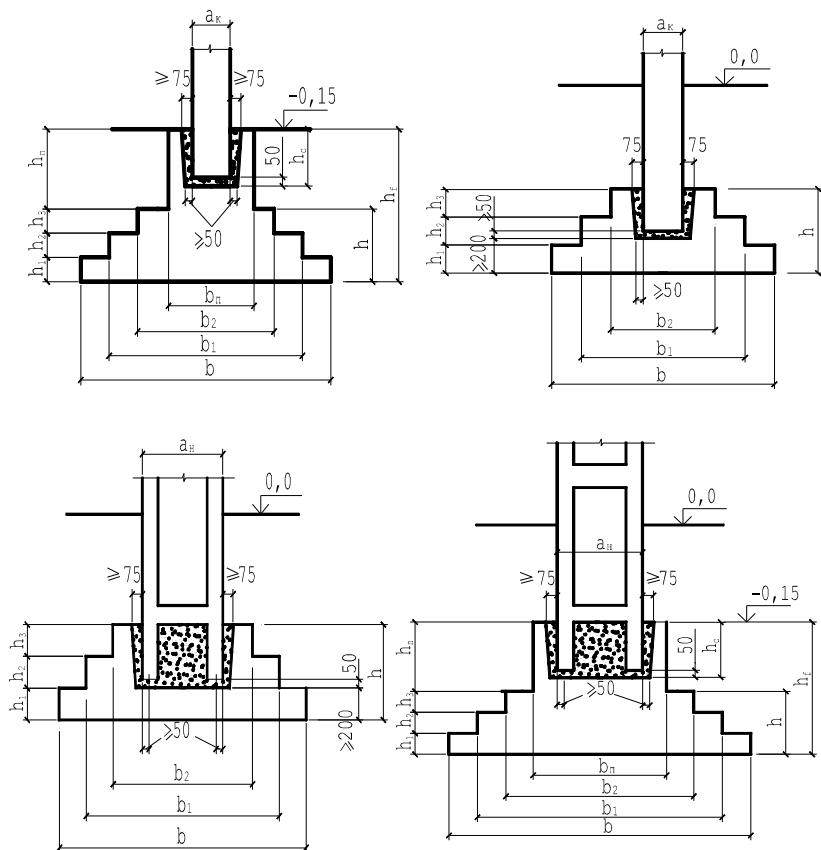


Рис. 2.13. Фундаменты стаканного типа: а – под одноветвевую колонну; б – под одноветвевую колонну с повышенной стаканной частью; в – под двухветвевую колонну; г – под двухветвевую колонну с повышенной стаканной частью.

Высота ступеней (h_1 , h_2 , h_3), высота плитной части (h) принимаются кратной 150 мм.

Конструктивные размеры фундаментов индивидуального проектирования можно принимать кратными 100 мм.

Высота ступеней принимается по таблице 2.11 в зависимости от высоты плитной части фундамента.

Таблица 2.11

Размеры ступней монолитных фундаментов

Высота плитной части фундамента $h_{мм}$	Высота ступеней, 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

Вылет ступеней назначается конструктивно. Вылет нижней ступени не менее ее высоты. Большой вылет ступеней – в направлении пролета сетки колонн, меньший – в направлении шага колонн. Ступени стараются konstruировать таким образом, чтобы весь контур фундамента находился снаружи пирамиды продавливания. Поэтому обычно армируется только подошва фундамента (рис. 2.14).

Размеры подколонника назначаются конструктивно в зависимости от его сопряжения с колонной и плитной частью фундамента. В зависимости от требуемой глубины заложения высота фундамента регулируется высотой подколонника.

Обрез фундамента под железобетонные колонны обычно назначается на отметке $-0,15$ м, что дает возможность произвести обратную засыпку пазух до монтажа колонн.

Фундаменты внецентренно нагруженные выполняются прямоугольными сим-метричными в плане (с большой стороной подошвы в плоскости действия момента).

Фундамент под спаренные колонны в температурных швах устраивается общим даже в том случае, если колонны по смежным разбивочным осям спроектированы стальными и железобетонными, так как это существенно не влияет на работу шва.

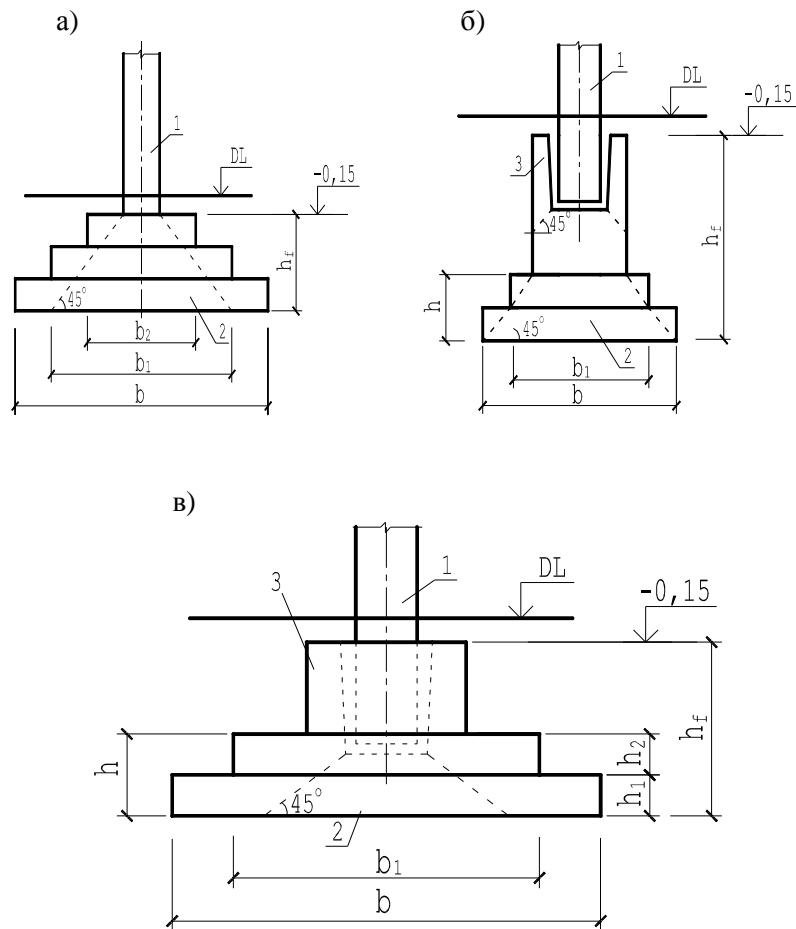


Рис. 2.14. Схемы образования пирамиды продавливания:
 а – монолитное сопряжение фундаментной плиты с колонной;
 б, в – стаканное соединение; 1 – колонна; 2 – плита; 3 – подколонник.

На основании анализа габаритных схем и нагрузок на колонны разработаны различные серии типовых конструкций монолитных фундаментов.

Схема типовых фундаментов дана на рис. 2.15.

Материалы типовых серий могут быть использованы при проектировании фундаментов и других типов каркасов, если соответствующие унифицированные серии не разработаны.

Железобетонные монолитные фундаменты под монолитные колонны (рис. 2.16, а) конструируют по указанным выше принципам.

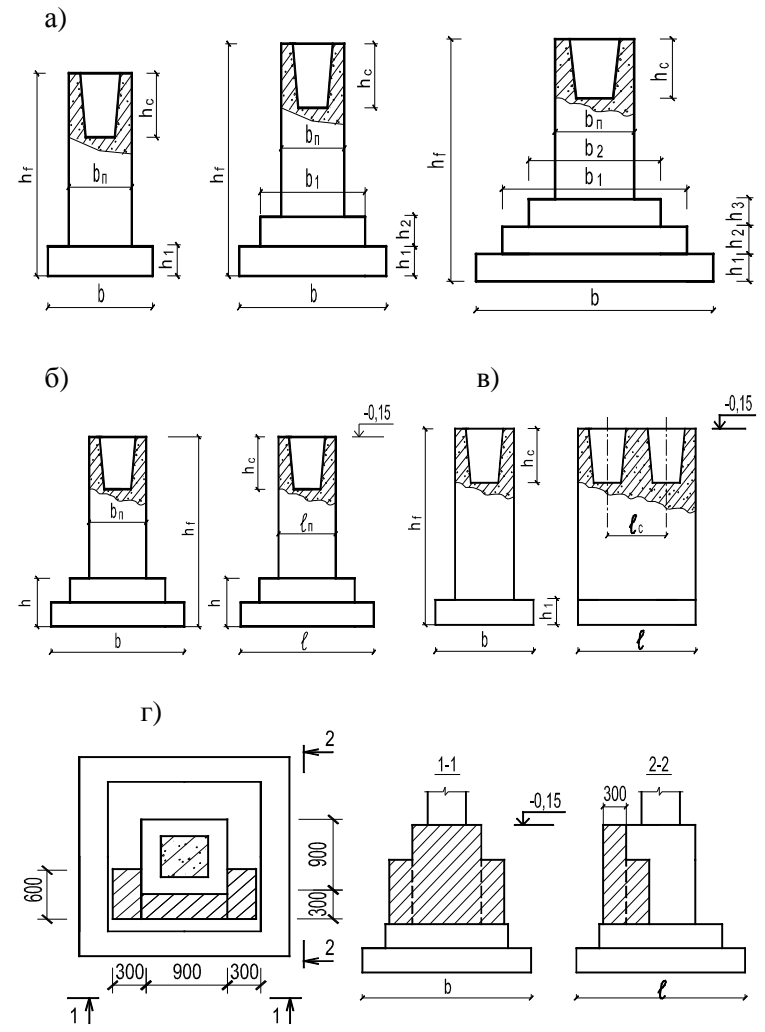


Рис. 2.15. Фундаменты под колонны:
 а – типовые монолитные фундаменты; б – под колонну прямоугольного сечения; в – под две колонны прямоугольного сечения на температурном шве; г – фундамент с подбетонкой для опирания фундаментных балок

В местах опирания монолитных колонн на фундаменты выпуски арматуры из фундамента соединяются с арматурой колонн (рис. 2.16, а). Заделка выпусков арматуры в фундамент и длина выпусков из фундамента принимаются не менее 30 диаметров арматуры. Размеры подколонника должны быть больше размеров колонны на 50 мм во все стороны (рис. 2.16, а).

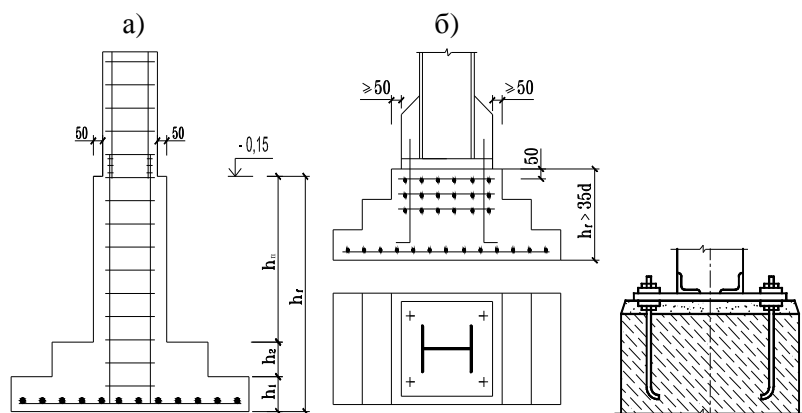


Рис. 2.16. Соединение колонны с фундаментом:
а – монолитная колонна; б – металлическая колонна.

Железобетонные монолитные фундаменты под металлические колонны имеют конструкции, аналогичные приведенным выше (рис. 2.16, б). Высота фундаментов делается не меньше длины заделки анкерных болтов и защитного слоя бетона.

Анкерные болты для крепления металлических колонн к фундаментам заделываются в тело фундамента не менее чем на 25 диаметров болтов и крепятся к траверсе или к закладному устройству колонн.

Размеры подколонника в плане назначаются на 50 мм со всех сторон больше размеров стальной опорной базы.

Расстояние от оси анкерного болта до грани подколонника назначается не менее 150 мм.

Для заглубления развитых баз стальных колонн (с траверсами) обрезы фундаментов устраиваются на 600, 900, 1200 мм ниже пола. Для стальных колонн, у которых траверсы отсутствуют, отметка верха подколонника назначается порядка –

0,20...0,25 м.

После монтажа колонн вся база во избежание коррозии бетонируется до уровня пола.

Если на обрез фундамента передаются значительные усилия смятия от базы колонны, то производится армирование бетона горизонтальными сетками.

При связных грунтах пластичной консистенции и водонасыщенных песках под монолитными фундаментами устраивается подготовка из бетона В7.5 толщиной не менее 100 мм или слой щебня, втрамбованного в грунт, политого цементным раствором; при связных грунтах полутвердой и твердой консистенции подготовку можно не устраивать, а при маловлажных песках и гравелистых грунтах либо устраивается подготовка, либо защитный слой увеличивается до 70 мм. В остальных случаях защитный слой принимается 35 мм.

В ряде случаев целесообразно применять сборные фундаменты.

Сборные железобетонные фундаменты под сборные колонны обычно выполняют стаканного типа (рис. 2.17, а, в) в виде одного элемента, если масса их соответствует грузоподъемности монтажных кранов, в противном случае фундаменты выполняют составными из отдельных блоков (рис. 2.17, б). В составных фундаментах армируют плиты каждого ряда, поэтому они менее экономичны и их применение обосновывают в каждом конкретном случае технико-экономическим расчетом.

Одним из преимуществ подобного рода конструкций является возможность использования унифицированных элементов для возведения фундаментов под нагрузки, лежащие в значительном диапазоне и на грунтах с различными механическими свойствами.

Разработаны также серии сборных фундаментов. В приложении на рис. 1П. приведены конструкции сборных фундаментов под колонны многоэтажных общественных и производственных зданий серии 1.020-1, а в табл. 8П даны их габаритные размеры.

Сборные фундаменты устанавливаются на тщательно выровненный слой песка толщиной 100 мм или на песчано-гравийную подготовку толщиной не менее 100 мм.

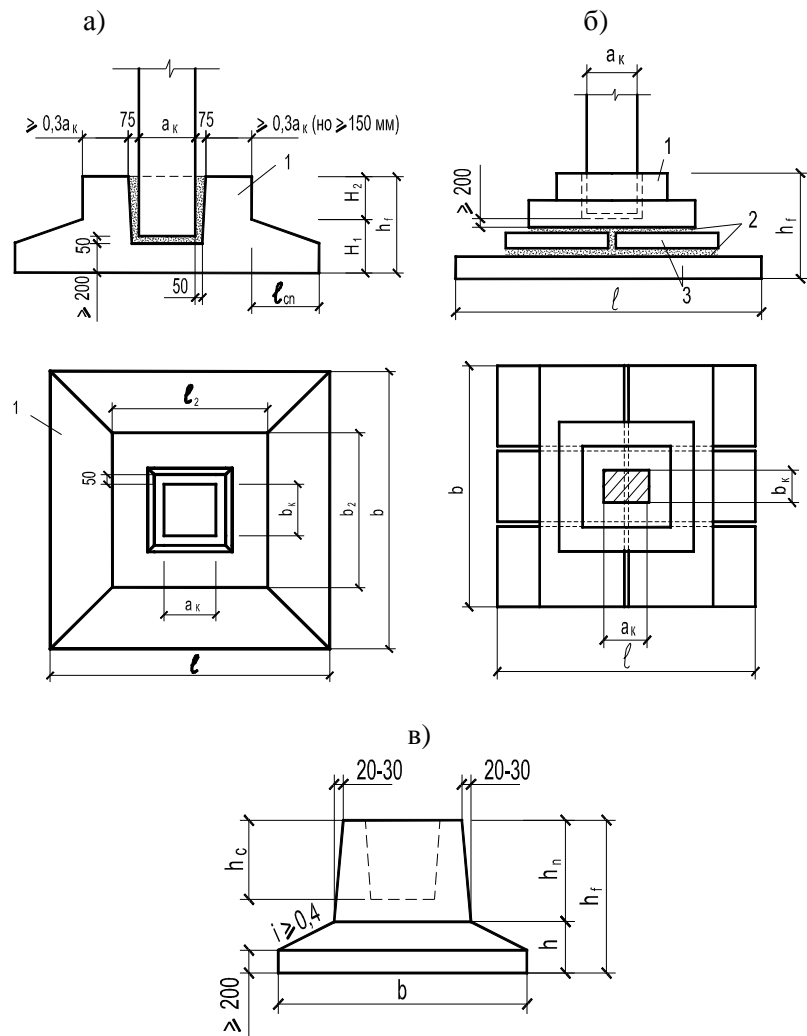


Рис. 2.17. Сборные отдельные фундаменты: а, в – одноэлементный; б – составной из блоков; 1 – стакан; 2 – цементный раствор; 3 – блоки.

Правилами, изложенными выше, определяется предварительная минимальная конструктивная высота фундаментов.

Принятые размеры фундаментов необходимо увязывать с конструкциями и оборудованием заглублённых помещений.

Рекомендуемый класс бетона для железобетонных монолитных фундаментов не ниже В12.5, для сборных не ниже В15.

Передача нагрузок от стен на отдельные фундаменты осуществляется с помощью цокольных стеновых панелей, опирающихся непосредственно на отдельные фундаменты под колонны, или с помощью фундаментных балок. Для опирания фундаментных балок на ступенчатые фундаменты используют сборные столбики или устраивают специальные подбетонки. Высота их принимается такой, чтобы верх фундаментной балки находился на отметке -0.03 . Ширину их следует принимать не менее ширины балки. Пример конструктивного решения подбетонки для опирания балок на фундамент дан на рис. 2.15, г.

Зазоры и перепады отметок между концами балок, фундаментом, колонной заделывают бетоном. По верху балок устраивают противокапиллярную гидроизоляцию. При пучинистых грунтах ниже фундаментных балок делают дренируемую подсыпку из шлака или крупного песка.

Номенклатура типовых сборных железобетонных балок дана в приложении табл. 1П.

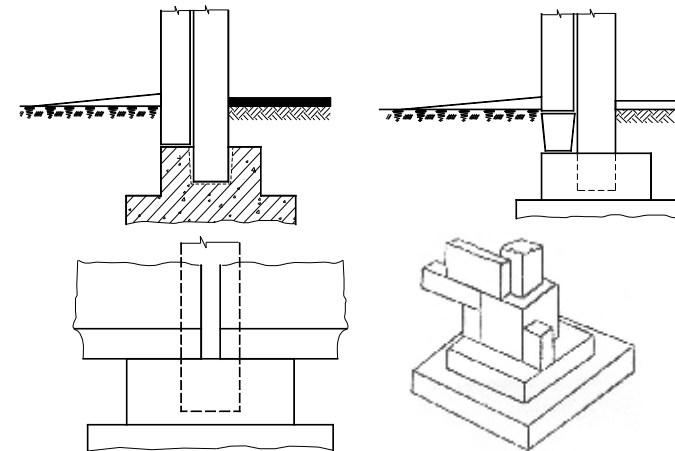


Рис. 2.18. Примеры опирания цокольных панелей, фундаментных балок на отдельные фундаменты.

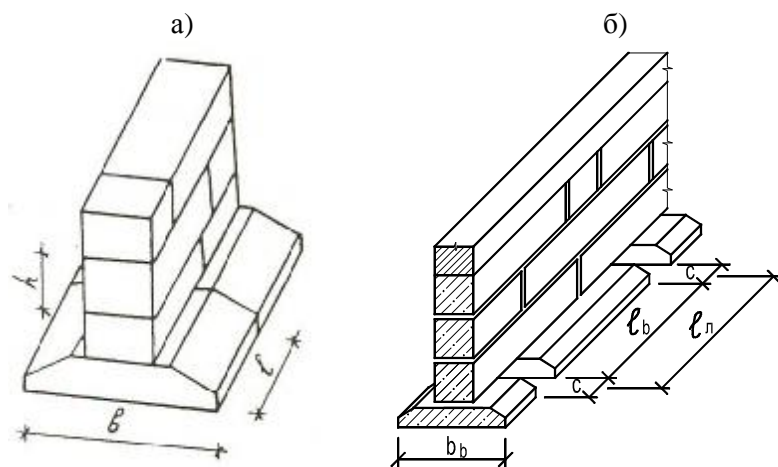
В многоэтажных каркасных зданиях с подвалами стены последних могут быть выполнены монолитными, из сборных железобетонных панелей (аналогично панелям наружных стен зданий) или из стеновых блоков и плит (рис. 2.18, б). Отметку низа фундаментов колонн и стен подвала, расположенных между колоннами, принимают, как правило, одинаковой.

2.4.2. Ленточные фундаменты

Отдельно стоящие фундаменты под колонны и столбы целесообразно применять тогда, когда расстояние между гранями подошв смежных фундаментов составляет $l_f \geq 1,2 \dots 1,0$ м. В противном случае экономичнее применять ленточные или плитные фундаменты.

Под ленточными фундаментами понимают фундаменты достаточно большой протяженности (равной длине стены) и, как правило, постоянной ширины.

В зданиях с несущими стенами ленточные фундаменты располагаются под всеми стенами и в плане повторяют план несущих стен. На рис. 2.19, а, б показаны фрагменты сплошных и прерывных ленточных фундаментов. В каркасных зданиях ленточные фундаменты располагаются как ленты-балки под рядами несущих колонн здания (рис. 2.19, в).



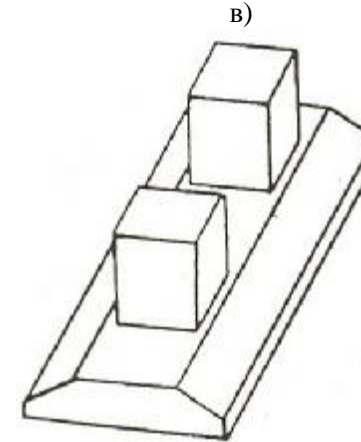


Рис. 2.19. Ленточные фундаменты:
а, б – под стены (а – сплошные, б – прерывистые); в – под ряд колонн

Ленточные фундаменты под стены делают сборными из бетонных стеновых блоков и железобетонных плит, а также монолитными.

Сборные фундаменты под стены обычно состоят из железобетонных плит (подушек) и стеновых блоков. Плиты укладывают сплошь по длине стены (см. рис. 2.19, а) или с разрывами (см. рис. 2.19, б).

Зазоры между плитами заполняются песком или грунтом с последующим уплотнением.

Прерывистые фундаменты целесообразно применять вместо непрерывных, когда выполняется условие:

$$b_b - b \geq 0,1 \text{ м}, \quad (2.25)$$

где b – расчетное значение ширины подошвы, м, полученное для непрерывного ленточного фундамента;

b_b – ближайшее к b большее значение ширины типовой фундаментной плиты, найденное по табл. 2П приложения.

Расстояние между плитами определяется по формуле 2.17 пособия. Подробно методика проектирования прерывистых фун-

даментов изложена в [4, стр. 112-116].

Применение прерывистых фундаментов допускается в зданиях, к которым не предъявляется требований повышенной жесткости, при надежных грунтах и относительно небольших нагрузках. Для глинистых грунтов с $J_L > 0,5$ применять прерывистые фундаменты не рекомендуется.

Наибольшее применение в строительстве нашли фундаментные плиты серии 1.112-5 (приложение, табл. 2П).

Номенклатура фундаментных плит предусматривает четыре группы, каждая из которых характеризуется наибольшими средними значениями давления, передаваемого на основание при соответствующем вылете консоли фундамента. Поэтому важным этапом конструирования сборного фундамента является проверка допустимого вылета консоли.

В приложении (табл. 3П) даны наибольшие допускаемые давления на основание для плит разной ширины при толщине стен не менее 160, 300 и 500 мм.

В последнее время разработаны облегченные плиты, имеющие вырезы по углам, за счет чего площадь их на 15% меньше типовых, они экономичнее и легче (приложение, табл. 4П).

Эти новые плиты заменяют одинаковые по ширине типовые плиты, приведенные в табл. 2П. В этом случае из-за уменьшения площади подошвы, фактическое среднее давление, передаваемое на основание, будет несколько больше, чем расчетное давление на грунт, но меньше R . Экономия материала при использовании этих плит по сравнению с плитами серии 1.112-5 составляет примерно 10%.

Для зданий повышенной этажности с широким шагом стен используются ребристые блоки с размерами в плане ($b \cdot l$) 2,4·4 м и 1,6·4 м (приложение, табл. 5П).

Вертикальные элементы (стены) сборных ленточных фундаментов в зависимости от конструктивных решений могут быть выполнены из сборных стеновых фундаментных блоков или панелей. Конструктивные решения сборных ленточных фундаментов из блоков и панелей показаны на рис 2.20 и 2.21.

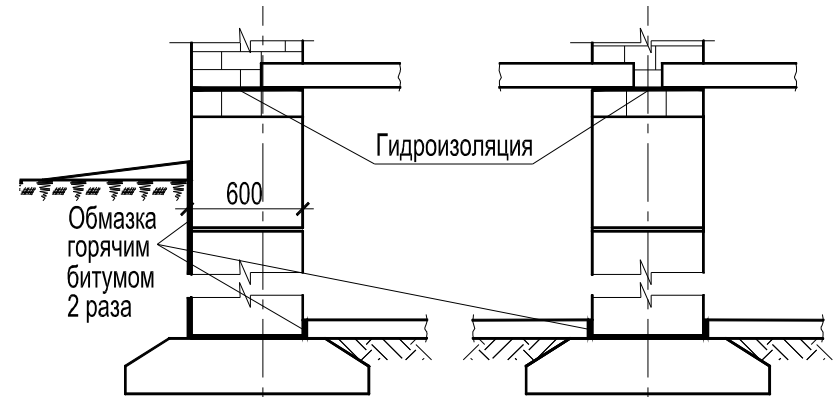


Рис. 2.20. Сечения фундаментов кирпичного здания.

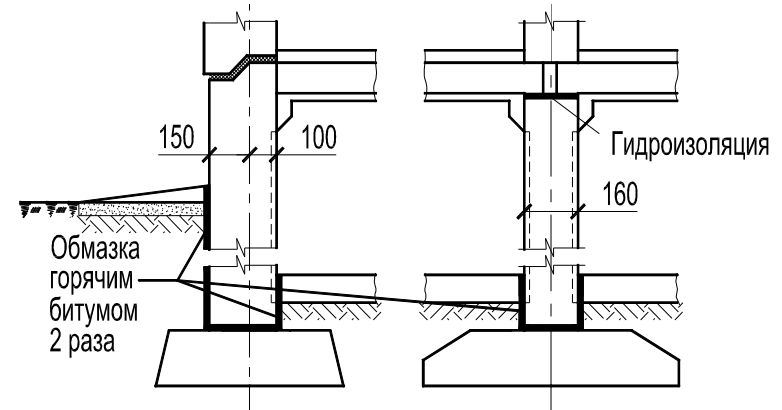


Рис. 2.21. Сечение фундаментов панельного здания.

В качестве стеновых применяются блоки, представленные в приложении, табл. 6П. Они могут быть сплошными (ФБС) или пустотелыми (ФБП – при маловлажных грунтах), а для пропуска коммуникаций применяются сплошные блоки с вырезом (ФБВ).

Чаще всего толщина стен подвала (ширина блоков) принимается равной или несколько меньшей толщины наземных стен, но не менее 300 мм. Наземные стены не должны выступать за пределы ширины фундаментных блоков (свес) более чем на

15 см.

Обычно стены подвала собираются из нескольких рядов стеновых блоков, укладываемых с перевязкой вертикальных швов (рис. 2.22). Перевязка при малосжимаемых грунтах делается менее 0,4 высоты фундаментного блока, а при сильносжимаемых и макропористых просадочных грунтах – не менее высоты этого блока.

Для обеспечения пространственной жесткости фундамента между продольными и поперечными стенами устраивается связь путем перевязки блоков (рис. 2. 22) и закладки в швы сеток из арматуры диаметром 8...10 мм (рис. 2.23).

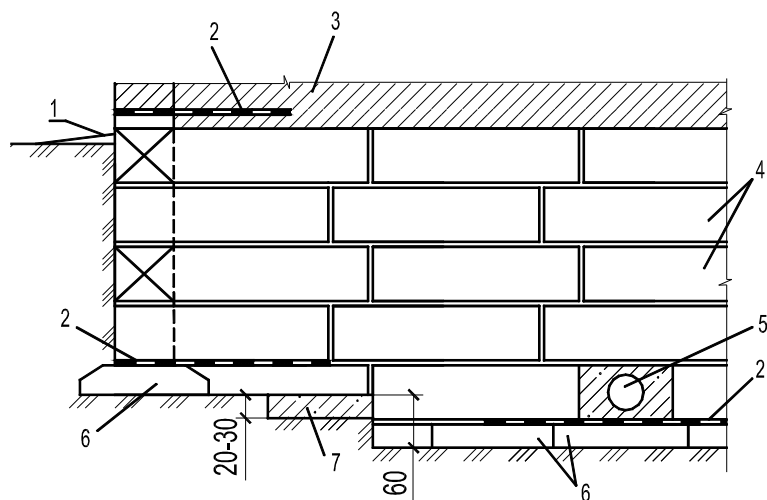


Рис. 2.22. Примыкание поперечной стены к наружной (размеры в см):
1 – тротуар или отмостка; 2 – металлическая сетка; 3 – поперечная стена;
4 – фундаментные стеновые блоки; 5 – отверстие для трубопровода;
6 – фундаментные плиты (подушки); 7 – бетон по месту.

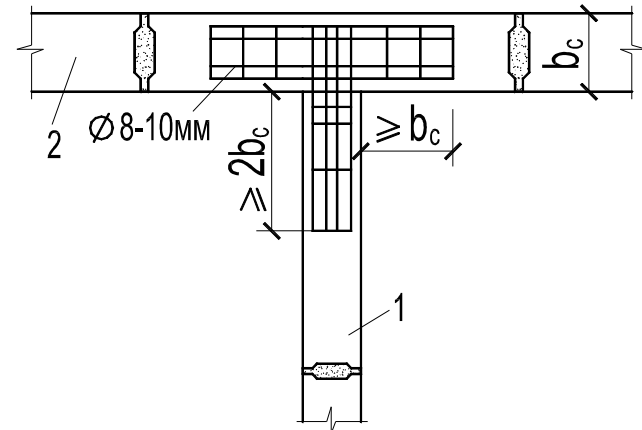


Рис. 2.23. Деталь армирования шва металлической сеткой:
1 – поперечная стена; 2 – наружная стена.

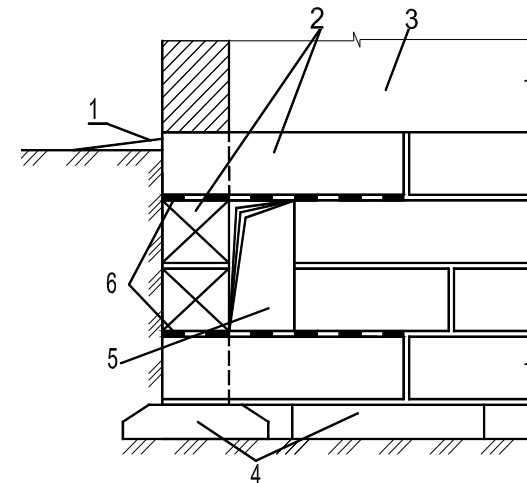


Рис. 2.24. Деталь технологического отверстия в фундаменте:
1 – тротуар или отсыпка; 2 – фундаментные стеновые блоки;
3 – поперечная стена; 4 – фундаментные плиты (подушки);
5 – отверстие в фундаменте; 6 – металлические сетки.

С целью уменьшения количества типоразмеров стеновых фундаментных блоков, а также для пропуска труб можно оставлять между блоками проемы шириной не более 0,6 м (рис. 2.24).

Малонагруженные фундаменты одно- и двухэтажных зданий могут выполняться без уширения к подошве (рис. 2.25), а сборные часто устраиваются с разрывами между стеновыми блоками.

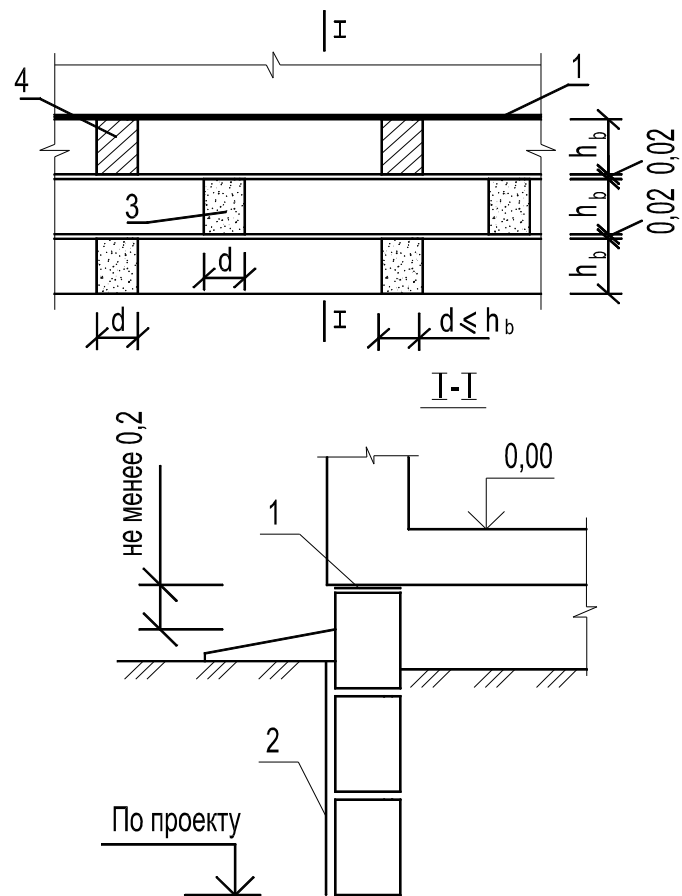


Рис. 2.25. Фундаменты из сборных стеновых блоков без уширения к подошве для одно и двухэтажных зданий: 1 – два слоя рулонного материала на битумной мастике; 2 – обмазка горячим битумом за два раза; 3 – утрамбованный грунт; 4 – кирпичная кладка.

Для повышения жесткости сооружения (для выравнивания осадок при строительстве на слабых грунтах, в качестве антисейсмических мероприятий и т. п.) сборные фундаменты усиливают армированными швами или железобетонными поясами, устроенными поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков по всему периметру здания на одном уровне.

Ленточные железобетонные фундаменты под колонны устраивают с целью выравнивания возможной неравномерности осадки колонн (рис. 2.19, в) и рассчитывают их как балку на упругом основании. Для выравнивания неравномерностей осадок в двух направлениях здания применяют перекрестные ленты. Ленточные фундаменты под колонны рекомендуется применять в сейсмических районах и на подрабатываемых территориях.

2.4.3. Примеры расчета и конструирования фундаментов

Пример 2.3. Выполнить расчет и конструирование отдельных фундаментов под колонны, находящиеся на пересечении осей 2-Б, 8-Б (рис. 1.3) 4-этажного административно-лабораторного здания с цехом испытаний, рассмотренного в примере 1.1, которое возводится на грунтах, исследованных в примере 2.1.

Расчет и конструирование фундамента по осям 2-Б под колонну вестибюля (корпус А)

Напомним принятые или полученные ранее данные для расчета этого фундамента. Нагрузка на колонну $N_{011}=1459$ кН. Глубина заложения фундамента от уровня планировки 2,8 м. Ориентировочная высота фундамента 0,9 м. Отметка подошвы фундамента в районе скважины № 3 74,6 – 2,8 = 71,8 м, т.е. он опирается на суглинки. Расстояние до уровня грунтовых вод 71,8-70,2=1,6 м. Суглинок имеет следующие характеристики: $C_n = 35$ кПа, $\varphi_n = 25^\circ$, $I_L=0,4$, $E = 26,4$ МПа, $R_0 = 270$ кПа, $\gamma = 20,8$ кН/м³. Эксцентриситет приложения нагрузки $e = 0,2$ м.

Подсчитаем осредненный удельный вес грунта, располо-

женного выше подошвы фундамента g'_{II} и ниже подошвы γ_{II} по формуле (2.9):

$$g'_{II} = \frac{20 \cdot 2,33 + 20,8 \cdot 0,47}{2,33 + 0,47} = 20,2 \text{ кН/м}^3$$

$$g_{II} = \frac{20,8 \cdot 1,37 + 21,1 \cdot 0,23 + 11,4 \cdot 0,85 + 20,3 \cdot 1,53}{1,37 + 0,23 + 0,85 + 1,53} = 18,5 \text{ кН/м}^3$$

В расчете γ_{II} число 11,4 является удельным весом супеси с учетом взвешивающего действия воды:

$$g_{sb} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,47} = 11,4 \text{ кН/м}^3$$

Ввиду внецентренного приложения нагрузки проектируемый фундамент примем прямоугольной формы с отношением $l/b = 1,2$.

Определение размеров подошвы фундамента l и b осуществляется несколькими попытками, т.е. последовательным приближением.

Первая попытка

Предварительные размеры подошвы определяем по формуле (2.16) без учета внецентренности нагрузки:

$$A = \frac{1459}{270 - 20 \cdot 2,8} = 6,82 \text{ м}^2.$$

В практических расчетах принимается $\gamma_{mII} = 20 \text{ кН/м}^3$.

Так как $A = l \cdot b = 1,2b \cdot b = 1,2b^2$, то $b = \sqrt{6,82/1,2} = 2,38 \text{ м}$

Примем $b = 2,4 \text{ м}$, $l = 3 \text{ м}$.

Для проверки необходимо найти расчетное сопротивление грунта R под подошвой фундамента по формуле (2.8). Предварительно найдем значения всех величин, входящих в эту формулу с учетом размеров здания и свойств грунтов.

При отношении длины здания к его высоте, равному $48/14,7 = 3,26$ и $J_L = 0,4$, по [3, табл. 3] находим $\gamma_{C1} = 1,2$, $\gamma_{C2} = 1,02$.

По [3, табл. 4] при $\varphi_n = 25^\circ$ находим $M_r = 0,78$, $M_q = 4,11$, $M_c = 6,67$.

Так как прочностные характеристики грунта (c и φ) определялись по таблицам приложения 1 [3], то $k = 1,1$. При ширине фундамента $b = 2,4 \text{ м} < 10 \text{ м} - k_z = 1$.

В рассматриваемом сечении имеется подвал, поэтому необходимо вычислить d_1 по формуле (2.10) и принять размер d_b .

Толщина грунта со стороны подвала равна высоте фундамента, т.е. $0,9 \text{ м}$, толщина конструкции пола подвала – $0,1 \text{ м}$, расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала примем 22 кН/м^3 . Из этого следует

$$d_1 = 0,9 + 0,1 \cdot \frac{22}{20,2} = 1,01 \text{ м}.$$

С учетом рекомендаций [3] по применению формулы (2.8), для нашего случая $d_b = 2 \text{ м}$.

Вычислим расчетное сопротивление грунта по формуле (2.8).

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,02}{1,1} (0,78 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 18,5 + 4,11 \cdot 1,01 \cdot 20,2 + (4,11 - 1) \cdot 2 \cdot 20,2 + 6,67 \cdot 35) = 531,5 \text{ кН/м}^2.$$

Тогда $1,2R = 1,2 \cdot 531,5 \approx 637,8 \text{ кН/м}^2 \approx 638 \text{ кН/м}^2$.

Фактическое максимальное давление под подошвой фундамента найдем по формуле (2.20) без учета веса фундамента и грунта над ним:

$$p_{\max II} = \frac{1459}{3 \cdot 2,4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,2}{3} \right) \approx 202,6 \cdot 1,4 = 284 \text{ кН/м}^2.$$

Среднее давление $p_{II} = 202,6 \text{ кН/м}^2 \approx 203 \text{ кН/м}^2$.

Расчет показывает что принятые в результате первой по-

пытки предварительные размеры фундамента $l \times b = 3 \times 2,4$ м дают запас по среднему и максимальному давлениям более, чем в 2 раза; $p_{II} = 203 \text{ кН/м}^2 < R = 531,5 \text{ кН/м}^2$, $p_{maxII} = 284 \text{ кН/м}^2 < 1,2R = 638 \text{ кН/м}^2$.

При учете веса фундамента и грунта над ним рабочие давления p_{II} и p_{maxII} несколько увеличатся, видно, что принятые в первой попытке размеры фундамента $l = 3$ м и $b = 2,4$ м существенно завышены.

Вторая попытка

Примем $l = 2,4$ м и $b = 1,8$ м.

Найдем R , $1,2R$, p_{II} , p_{maxII} .

$$R = 1,113 (25,97 + 442,94) = 521,9 \text{ кН/м}^2, \quad 1,2R = 1,2 \times 521,9 = 626,3 \text{ кН/м}^2.$$

$$p_{II} = \frac{1459}{2,4 \cdot 1,8} = 338 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{maxII} = 338 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,2}{2,4} \right) = 338 \cdot 1,5 = 507 \text{ кН/м}^2.$$

Как видно из расчетов второй попытки, при $l = 2,4$ м и $b = 1,8$ м условия (2.7) и (2.21) выполняются.

Для окончательного выбора размеров необходимо сконструировать фундамент, подсчитать его вес, найти вес грунта на обрезках фундамента, добавить эти нагрузки к усилию 1459 кН, действующему на данную колонну, снова найти фактические давления p_{II} и p_{maxII} и сравнить их с $R = 521,9 \text{ кН/м}^2$ и $1,2R = 626,3 \text{ кН/м}^2$. При выполнении условий (2.7) и (2.21) с расхождением до $\leq 10\%$ размеры фундамента, рассчитанные по прочности грунта принимаются окончательно с последующей проверкой по деформациям (см. раздел 6 «Определение осадки фундаментов»).

В рассмотренном примере размеры подошвы фундамента подобраны уже во второй попытке. Часто, особенно при отсутствии у расчетчика опыта, число попыток больше. Решение задачи облегчается применением ЭВМ.

Конструирование монолитного фундамента

Откладываем от планировочной отметки значение глубины заложения фундамента. Назначаем вдоль большего размера фундамента три ступени, вдоль меньшего – две, высоту ступеней – 300 мм. Таким образом, высота фундамента до обреза равна $3 \cdot 300 = 900 = 0,9$ м, что равно принятому вначале расчету размеру 0,9 м. Конструкция фундамента показана на рис. 2.2б.

Найдем вес фундамента по формуле:

$$N = \gamma_f \cdot \gamma_{ж.б.} \cdot V_f,$$

где V_f – объем фундамента, м³;

$$\gamma_{ж.б.} = 24 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_f = 1.$$

$$N_{пл} = (2,4 \cdot 1,8 \cdot 0,3 + 1,8 \cdot 1,2 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,4) \cdot 24 = (1,296 + 0,648 + 0,576) \cdot 24 = 60,5 \text{ кН}$$

Вес грунта на ступенях фундамента равен

$$N_{гII} = (2,4 \cdot 1,8 \cdot 1,0 - 2,52) \cdot 20,8 = 1,8 \cdot 20,8 = 37,4 \text{ кН}$$

$$p_{II} = \frac{1459 + 60,5 + 37,4}{2,4 \cdot 1,8} = \frac{1556,9}{4,32} = 360,4 \text{ кН/м}^2.$$

$$p_{maxII} = 360,4 \cdot 1,5 = 540,6 = 541 \text{ кН/м}^2$$

Тогда $p_{maxII} = 541 \text{ кН/м}^2 < 1,2R = 626,3 \text{ кН/м}^2$, $p_{II} = 360,4 \text{ кН/м}^2 < R = 521,9 \text{ кН/м}^2$.

Недогрузка $\frac{626,3 - 541,0}{626,3} \cdot 100\% \approx 13\%$ идет в запас

прочности.

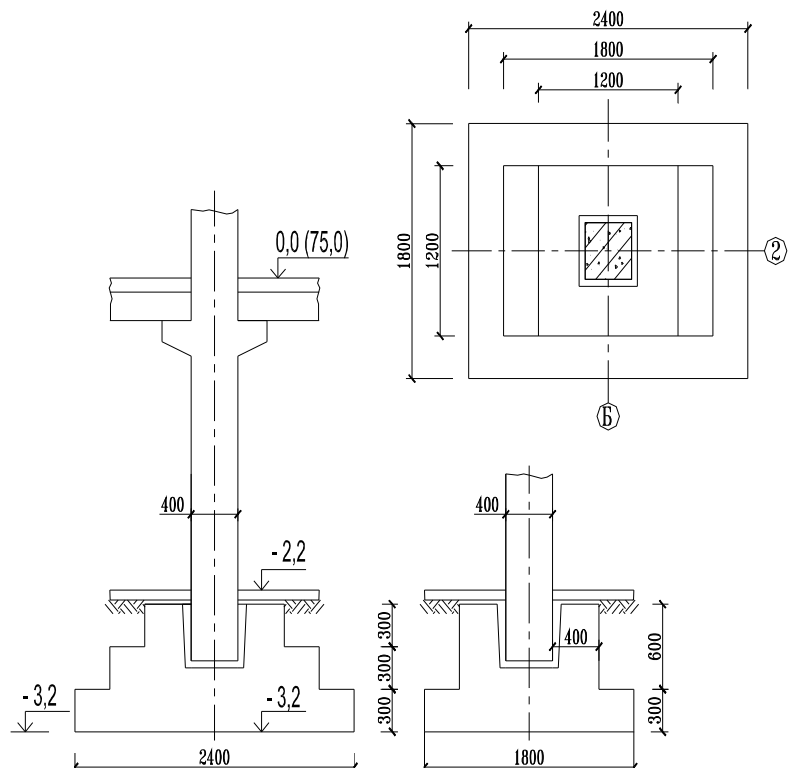


Рис. 2.26. Пример конструкции монолитного фундамента в осях 2 Б.

Проектирование сборного фундамента в этом же сечении 2-Б

Первый вариант

Для колонны сечением 0,4x0,4 м примем сборный железобетонный фундамент стаканного типа из тяжелого бетона 2Ф13 серии 1.020-1, возводимый на грунтах с неагрессивными водами. Размеры фундамента – 1,3x1,3x1,050 м. Вес 31 кН (табл. 8П). Плитную часть примем монолитной из железобетона размерами 2,4x1,8x0,3 м, весом $2,4 \cdot 1,8 \cdot 0,3 \cdot 24 = 31,1$ кН.

Таким образом, общий вес фундамента $N_{\text{пл}} = 31 + 31,1 = 62,1$ кН.

Найдем вес грунта над плитной частью фундамента:
 $(2,4 \cdot 1,8 - 1,3 \cdot 1,3) \cdot 1,05 \cdot 20,2 = 55,8$ кН.

Полная нагрузка на фундамент $N_{II} = 1459 + 62,1 + 55,8 = 1576,9$ кН = 1578 кН.

Проверим условия прочности

$$p_{\max II} = \frac{1578}{2,4 \cdot 1,8} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,2}{2,4}\right) = 365,3 \cdot 1,5 = 548 \text{ кН/м}^2.$$

$$p_{II} = 365 \text{ кН/м}^2.$$

Так как высота фундамента стала $1,05 + 0,3 = 1,35$ м, то глубина заложения должна увеличиться на 0,45 м по сравнению с монолитным фундаментом, расчетное сопротивление R несколько возрастает из-за увеличения $d_1 = 1,35 + 0,11 = 1,46$ м и будет равно $563,5$ кН/м².

$$1,2R = 1,2 \cdot 563,5 = 676 \text{ кН/м}^2.$$

Условие прочности выполняется с запасом:

$$p_{II} = 365 \text{ кН/м}^2 < R = 563,5 \text{ кН/м}^2$$
$$p_{\max II} = 548 \text{ кН/м}^2 < 1,2R = 676 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{Недогруз} = \frac{676 - 548}{676} \cdot 100\% \approx 19\%$$

Второй вариант

Примем сборный железобетонный фундамент 2Ф21 серии 1.020-1 стаканного типа из тяжелого бетона. Размеры $2,1 \times 2,1 \times 1,05$ м, вес 54,9 кН (табл. 8П).

Найдем вес грунта над фундаментом.

$(2,1 \cdot 2,1 \cdot 1,05 - 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,5 - 1,05 \cdot 1,05 \cdot 0,5) \cdot 20,2 = 2,955 \cdot 20,2 = 59,7$ кН

Полная нагрузка на фундамент $N_{II} = 1459 + 54,9 + 59,7 = 1573,6$ кН

Рабочие напряжения

$$p_{\max II} = \frac{1573,6}{2,1 \cdot 2,1} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,2}{2,1} \right) = 356,8 \cdot 1,6 = 570,8 \text{ кН/м}^2.$$

$$p_{II} = 356,8 \text{ кН/м}^2.$$

Так как глубина заложения фундамента не изменилась, но изменились его размеры, необходимо опять подсчитать R и 1,2R:

$$R = 1,113 \cdot (0,78 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 18,5 + 442,94) = 526,7 \text{ кН/м}^2;$$
$$1,2R = 632 \text{ кН/м}^2.$$

Условия прочности примут вид:

$$p_{II} = 356,8 \text{ кН/м}^2 < R = 526,7 \text{ кН/м}^2;$$
$$p_{\max II} = 570,8 \text{ кН/м}^2 < 1,2R = 632 \text{ кН/м}^2$$

Проверки выполняются с запасом прочности:

$$\frac{632 - 570,8}{632} \cdot 100\% \approx 9,7\%$$

Сборный фундамент, принятый по второму варианту, по прочности основания более экономичный, чем все предыдущие варианты.

Расчет и конструирование фундамента в осях 8-Б под внутреннюю колонну корпуса Б цеха

Исходные данные для расчета фундамента в осях 8-Б:

Усилие на колонну $N_{0II} = 1086 \text{ кН}$, глубина заложения от уровня планировки 1,0 м, ориентировочная высота фундамента 0,9 м, отметка подошвы фундамента в районе скважины № 1 равна $74,6 - 1 = 73,6 \text{ м}$, при этом фундамент опирается на песок. Расстояние до уровня грунтовых вод $73,6 - 70,2 = 3,4 \text{ м}$. Песок

имеет следующие характеристики: $c_{II} = 2,3$ кПа; $\varphi_{II} = 41^0$; $e = 0,52$; $E = 42$ МПа; $R_0 = 500$ кПа; $\gamma = 20$ кН/м³.

Эксцентриситет приложения нагрузки $e_y = 0,6$ м. Удельный вес супеси в водоносном слое $\gamma_{sb} = 11,4$ кН/м³. Поскольку фундамент нагружен внецентренно, то примем его прямоугольным с соотношением сторон $l/b = 1,2$.

Подсчитаем осредненный удельный вес грунтов, расположенных выше и ниже подошвы фундамента:

$$g'_{II} = \frac{14 \cdot 0,29 + 20 \cdot 0,71}{0,29 + 0,71} = 18,3 \text{ кН/м}^3;$$

$$g_{II} = \frac{20 \cdot 1,72 + 20,8 \cdot 1,38 + 21,1 \cdot 0,3 + 11,4 \cdot 1,59 + 20,3 \cdot 1,48}{1,72 + 1,38 + 0,3 + 1,59 + 1,48} = 18,2 \text{ кН/м}^3.$$

Подготовим сразу данные для расчета на ЭВМ:

$$k = 1,1; d = 1; d_b = 0.$$

Для отношения сторон здания $36/7,4 = 4,9$ по [3, табл. 3] находим $\gamma_{c1} = 1,4$; $\gamma_{c2} = 1,2$. По [3 табл. 4] для $\varphi_n = 41^0$ имеем $M_\gamma = 2,66$, $M_q = 11,64$, $M_c = 12,24$.

Ниже приведена распечатка результатов расчетов на ЭВМ.

Результаты расчета:

Размеры фундамента: длина 2,4 м; ширина 2,0 м; площадь подошвы 4,80 м. Расчетное сопротивление $R = 516,2$ кН/м²; максимальное расчетное сопротивление $R_{max} = 619,4$ кН/м²; среднее давление $p_{II} = 257,9$ кН/м²;

максимальное давление $p_{maxII} = 617,3$ кН/м², процент расхождения R_{max} и $p_{max} = 0,35$.

Округлим размеры, выданные ЭВМ, в большую сторону с учетом кратности 300 мм. Примем эти размеры $l = 2,4$ м, $b = 2,1$ м, а толщину нижней плитной части 450 мм. Толщина бетона под низом колонны будет равна 350 мм. При этом высота фундамента увеличится до $450 + 300 + 450 = 1200$ мм. Глубина заложения станет соответственно не 1 м, а 1,3 м от пола 1-го этажа, или 1,1 м от уровня планировки.

Конструкция фундамента показана на рис. 2.27.

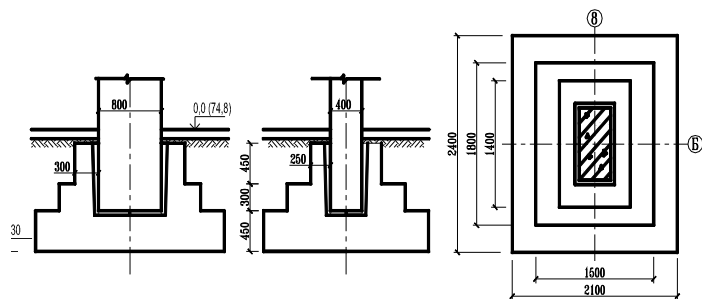


Рис. 2.27. Пример конструкции монолитного фундамента в осях 8 Б.

Проверим условия прочности с учетом изгибающего момента от кранового оборудования, веса фундамента и грунта над ним.

Вес фундамента

$$N_{\text{фл}} = (2,4 \cdot 2,1 \cdot 0,45 + 1,8 \cdot 1,5 \cdot 0,3 + 1,4 \cdot 0,9 \cdot 0,45) \cdot 24 = 87,5 \text{ кН}$$

Вес грунта на ступенях фундамента

$$N_{\text{гф}} = (2,4 \cdot 2,1 \cdot 1,2 - 3,645) \cdot 18,3 = 43,9 \text{ кН}$$

Рассмотрим два варианта нагружения.

Вариант 1

Учитывается вся вертикальная нагрузка от действия 4-х кранов. При этом эксцентриситет ее приложения и изгибающий момент от четырех кранов, расположенных в данном варианте симметрично относительно колонны, равны нулю.

$$M_{\text{кр}} = 0, N_{\text{ц}} = 1086 + 87,5 + 43,9 = 1217,4 \text{ кН.}$$

Вариант 2

Учитывается вся вертикальная нагрузка от действия только двух кранов (320 кН). Эксцентриситет ее приложения и дополнительный изгибающий момент от действия этих двух кранов, расположенных по одну сторону колонны:

$N_{II} = 766 + 87,5 + 43,9 = 897,4$ кН; $M_{кр} = 105,6$ кН·м (табл. 1.7 пособия).

Определим расчетное сопротивление грунта для размеров $2,4 \times 2,1$ и $d_1 = d = 1,1$ м.

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} = (2,66 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 18,2 + 11,64 \cdot 1,1 \cdot 18,3 + 12,24 \cdot 2,3) = 557 \text{ кН/м}^2.$$

$$1,2R = 1,2 \cdot 557 = 668,4 \text{ кН/м}^2.$$

1-й вариант нагружения:

$$p_{II} = \frac{1217,4}{2,4 \cdot 2,1} = 241,5 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{\max II} = 241,5 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,6}{2,4}\right) = 241,5 \cdot 2,5 = 603,8 \text{ кН/м}^2.$$

Условие прочности выполняется

$$p_{\max II} = 603,8 \text{ кН/м}^2 < 1,2R = 668,4 \text{ кН/м}^2;$$

одновременно удовлетворяются и условие

$$p_{II} = 241,5 \text{ кН/м}^2 < R = 557 \text{ кН/м}^2.$$

2-й вариант загрузки:

$$p_{II} = \frac{897,4}{2,4 \cdot 2,1} = 178,1 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{\max II} = 178,1 + \frac{897,4 \cdot 6 \cdot 0,6}{2,1 \cdot 2,4^2} + \frac{105,6 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,4^2} = 497,5 \text{ кН/м}^2.$$

Условие прочности выполняется с запасом $178,1 \text{ кН/м}^2 < 557 \text{ кН/м}^2$.
 $497,5 \text{ кН/м}^2, < 668,4 \text{ кН/м}^2$.

Пример 2.4. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома в г. Уфе, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{0п} = 580 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рис. 2.28. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H = 38,6 \text{ м}$, длиной $L = 30,2 \text{ м}$. Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,50 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-6,4 \text{ м}$. Угол внутреннего трения $\varphi_{п}$ и удельное сцепление грунтов основания $c_{п}$ установлены по результатам лабораторных испытаний.

Глубина заложения подошвы фундамента от уровня планировки грунта -3 м . Горизонтальную силу давления грунта на стену подвала не учитываем, считая, что она будет восприниматься конструкциями перекрытий и полом подвала.

Решение. По [3, приложение 3, табл. 2] для песка средней крупности и средней плотности находим $R_0=400 \text{ кПа}$, а по формуле (2.16) определяем ориентировочную площадь подошвы фундамента:

$$A = 580 / (400 - 20 \cdot 3) = 1,7 \text{ м}.$$

Поскольку в рассматриваемом случае рассчитывается ленточный фундамент, площадь которого равна $A = b \cdot l$ м, требуемая ширина подошвы фундамента $b = 1,7 \text{ м}$. По табл. 2П выбираем ближайшую по размерам типовую фундаментную плиту шириной $b = 1,6 \text{ м}$, высотой $h = 0,3 \text{ м}$, длиной $l = 2,38 \text{ м}$ и весом $24,7 \text{ кН}$ (ФЛ 16.24).

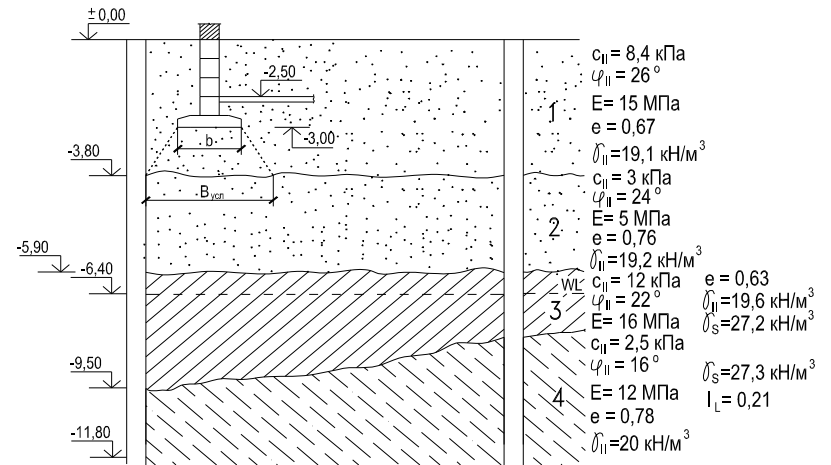


Рис. 2.28. Геологический профиль строительной площадки (см. пример 2.4):

1 – песок средней крупности, средней плотности, влажный;

2 – песок пылеватый, средней плотности, влажный;

3 – супесь пластичная; 4 – глина полутвёрдая.

Конструкцию стены фундамента назначим из четырех фундаментных стеновых блоков шириной $b = 0,5$ м, высотой $h = 0,58$ м, длиной $l = 2,38$ м, вес каждого блока составляет 16,3 кН. Тогда вес 1 пог. м фундамента $N_{fl} = 24,7/2,38 + 4 \cdot 16,3/2,38 = 37,8$ кН.

Принимаем удельный вес грунта обратной засыпки равным 18 кН/м^3 и находим вес 1 пог. м длины грунта на обрезе фундамента:

$$N_{gfl} = 2,7 \cdot 18 \cdot (1,6 - 0,5) / 2 = 26,7 \text{ кН.}$$

Найдем среднее давление по подошве фундамента по формуле (2.12):

$$p_{fl} = (580 + 37,8 + 26,7) / 1,6 = 402,8 \text{ кПа.}$$

Определим расчетное сопротивление грунта несущего слоя, для чего воспользуемся формулой (2.8). Найдем отношение $L/H = 30,2/38,6 = 0,78$ и по [3, табл. 3] отыщем значения коэффи-

коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,4$ и $\gamma_{c2} = 1,4$. При значении угла внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$ по табл. 4[3] находим коэффициенты $M_\gamma = 0,84$, $M_q = 4,37$, $M_c = 6,90$. Полагая, что пол подвала выполнен из тощего бетона, удельный вес которого 22 кН/м^3 , по формуле (2.10) найдем приведенную глубину заложения фундамента от пола до подвала:

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \cdot 22/18 = 0,522 \text{ м.}$$

Глубина подвала 2,5 м. Согласно примечаниям к формуле (7) [3] принимаем $d_b = 2,0 \text{ м}$, $k = 1$, так как значения φ_{II} и c_{II} получены по данным лабораторных испытаний, $c_{II} = 8,4 \text{ кПа}$. Коэффициент $k_z = 1$, так как ширина подошвы фундамента $b = 1,6 < 10 \text{ м}$.

Расчетное сопротивление грунта основания будет равно:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1} [0,84 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 16,4 + 4,37 \cdot 0,522 \cdot 18 + (4,37 - 1) \cdot 2 \cdot 18 + 6,9 \cdot 8,4] = 475 \text{ кПа.}$$

Удельный вес грунта 3-го слоя с учетом взвешивающего действия воды находим по формуле (2.11):

$$\gamma_{св,3} = (27,2 - 10)/(1 + 0,63) = 10,6 \text{ кН/м}^3$$

Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента:

$$\gamma_{II} = \frac{19,1 \cdot 0,8 + 19,2 \cdot 2,1 + 19,6 \cdot 0,5 + 10,6 \cdot 3,1 + 20 \cdot 2,3}{0,8 + 2,1 + 0,5 + 3,1 + 2,3} = 16,4 \text{ кН/м}^3$$

Основное условие $p_{II} = 402,8 < R = 475 \text{ кПа}$ выполняется, однако в основании имеется значительное недонапряжение, составляющие 15%; следовательно, фундамент запроектирован неэкономично. Уменьшим размер подошвы фундамента, приняв в качестве расчетного ближайшую фундаментную плиту шириной $b = 1,4 \text{ м}$, высотой $h = 0,3 \text{ м}$, длиной $l = 2,38 \text{ м}$ и весом $21,1 \text{ кН}$ (ФЛ 14.24).

Определим вес 1 пог. м длины фундамента:

$$N_{II} = 21,1/2,38 + 4 \cdot 16,3/2,38 = 36,3 \text{ кН}$$

Вес грунта на обрезах 1 м длины новой конструкции фундамента:

$$N_{gII} = 2,7 \cdot 18 \cdot (1,4 - 0,5)/2 = 21,9 \text{ кН}$$

Общая нагрузка

$$N_{II} = 580 + 36,3 + 21,9 = 638,2 \text{ кН}$$

Среднее давление по подошве фундамента:

$$p_{II} = 638,2/1,4 = 455,9 \text{ кПа}$$

Расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1} [0,84 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 164 + 4,37 \cdot 0,522 \cdot 18 + (4,37 - 1) \cdot 2 \cdot 18 + 6,9 \cdot 8,4] = 470 \text{ кПа}$$

Основное условие $p_{II} = 455,9 \text{ кПа} < R = 470 \text{ кПа}$ выполняется, а недонапряжение в основании составляет 3%, что меньше требуемых 10%. Следовательно, окончательно принимаем в качестве фундаментной подушки сборную плиту шириной 1,4 м (ФЛ 14.24).

2.5. Проверка прочности подстилающего слоя

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания слабых грунтов или грунтов с расчетным сопротивлением значительно меньшим, чем давление на несущий слой (рис. 2.29), необходимо проверить условие прочности для слабого грунта.

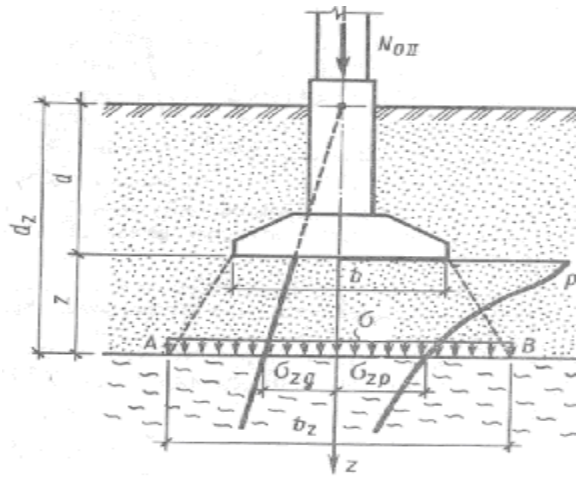


Рис. 2.29. Расчётная схема к проверке давления на подстилающий слой слабого грунта.

Размеры фундамента должны назначаться так, чтобы выполнялось условие:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (2.26)$$

где σ_{zp} и σ_{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 кровле слабого слоя.

Величина σ_{zg} определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n g_i \cdot h_i, \quad (2.27)$$

а σ_{zp} по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = \alpha \cdot (p_{II} - \sigma_{zg,0}), \quad (2.28)$$

где p_0 – дополнительное давление на грунт на уровне по-

дошвы фундамента, кПа;

$p_{II} = N_{II}/A$ – полное среднее давление по подошве фундамента, кПа;

$\sigma_{zg,0} = g'_{II} \cdot d$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, кПа;

α – коэффициент, учитывающий уменьшение дополнительных напряжений по глубине и зависящий от приведенной глубины $\zeta = 2z/b$, на которой определяется дополнительное давление, и соотношения сторон подошвы фундамента $\eta = l/b$.

Значение α принимаем по [3, табл. 1 приложения 2] или по табл. 7П приложения данного пособия.

Величина R_z определяется по формуле (2.8) как для условного фундамента b_z и глубиной заложения d_z . Характеристики и коэффициенты, входящие в формулу (2.8), определяются для слоя слабого грунта.

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

$$A_z = N_{II}/\sigma_{zp}, \quad (2.29)$$

где N_{II} – вертикальная нагрузка на фундамент на уровне подошвы.

Зная A_z , найдем ширину условного прямоугольного фундамента по формуле:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (2.30)$$

где $a = (l - b)/2$ (l и b – длина и ширина подошвы проектируемого фундамента). Для ленточных фундаментов $b_z = A_z/l$, для квадратных – $b_z = \sqrt{A_z}$.

Если условие (2.26) при этом не удовлетворяется, то необ-

ходимо принять большие размеры подошвы, при которых оно будет удовлетворяться.

Если условие (2.26) будет выполняться при ширине фундамента более 3 м., необходимо рассмотреть другой вариант фундамента, например, принять свайный с прорезкой слабого слоя грунта сваями.

2.5.1. Пример проверки прочности подстилающего слоя

Пример 2.5. Проверить давление на слабый подстилающий слой (песок пылеватый) ленточного фундамента, рассмотренного в примере 2.4).

Решение. В соответствии с инженерно-геологическими условиями строительной площадки (рис. 2.28) грунт второго слоя – песок пылеватый, средней плотности, влажный – является слабым грунтом. Поэтому ширину подошвы фундамента следует назначать с учетом пониженной прочности данного слоя по условию (2.26). Для этого находим вертикальное напряжение на уровне подошвы фундамента от собственного веса грунта по формуле (2.27):

$$\sigma_{zg,0} = 19,1 \cdot 3 = 57,3 \text{ кПа.}$$

Напряжение от собственного грунта на глубине $z = 3,8$ м, действующее на кровлю слоя слабого грунта:

$$\sigma_{zg} = 19,1 \cdot 3 + 19,1 \cdot 0,8 = 72,6 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление под подошвой фундамента

$$p_0 = 455,9 - 57,3 = 398,6 \text{ кПа.}$$

Дополнительное вертикальное напряжение, действующее на кровлю слабого грунта от нагрузки на фундамент на глубине $z = 0,8$ м, определяем по данным табл. 7П. Для $\zeta = 2 \cdot 0,8 / 1,4 = 1,14$ и $\eta > 10$, интерполируя, находим значение $\alpha = 0,782$, откуда $\sigma_{zp} = 0,782 \cdot 398,6 = 311,7 \text{ кПа.}$

Полные вертикальные напряжения на кровлю подстилающего слоя будут равны:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 311,7 + 72,6 = 384,3 \text{ кПа.}$$

Находим ширину условного ленточного фундамента по формуле (2.30), предварительно определив величину A_z по формуле (2.29):

$$A_z = 638,2/311,7 = 2,05 \text{ м}^2.$$

Тогда ширина подошвы условного ленточного фундамента составит $b_z = A_z/1 = 2,05 \text{ м}$.

Определяем расчетное сопротивление пылеватого песка на глубине 0,8 м от подошвы фундамента. Для этого по значению $\phi_{II} = 24^0$ по [3, табл. 4] находим $M_\gamma = 0,72$, $M_q = 3,87$, $M_c = 6,45$, а по [3, табл. 3] для пылеватого песка средней плотности влажного $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,2$.

Осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подстилающего слоя: $g'_{II} = 19,1 \text{ кН/м}^3$.

Приведенная глубина заложения фундамента от уровня пола в подвале до подстилающего слоя:

$$d_1 = 0,4 + 0,8 + 0,1 \cdot 22/18 = 1,32 \text{ м.}$$

Тогда расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя найдем по формуле (2.8):

$$R_z = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1} \left[\frac{0,72 \cdot 1 \cdot 2,05 \cdot 19,2 + 3,87 \cdot 1,32 \cdot 19,1 + (3,87 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,1 + 6,45 \cdot 3}{1} \right] = 385,4 \text{ кПа.}$$

Условие (2.26) выполняется: $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 384,3 < R_z = 385,4 \text{ кПа}$; следовательно, размеры фундамента подобраны правильно.

2.6. Определение осадок фундаментов

Основным расчетом фундаментов является расчет его по предельным деформациям оснований. Целью этого расчета является ограничение деформаций оснований, фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация зданий или сооружений. Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия:

$$S \leq S_u, \quad (2.31)$$

где S – величина совместной деформации основания и здания (сооружения), определяемая расчетом по правилам, которые будут изложены ниже, см.;

S_u – предельно допустимая величина совместной деформации основания и здания (сооружения), устанавливаемая по таблице приложения 4[3], см.

Осадка основания фундамента, как правило, определяется методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания по теории деформаций упругого линейно-деформируемого полупространства.

Исключение составляют следующие случаи:

- грунты в пределах сжимаемой толщи имеют модули деформации $E \geq 10$ МПа (100 кгс/см²);
- ширина фундамента $b > 10$ и модуль деформаций грунтов основания $E \geq 10$ МПа (100 кгс/см²). В этих случаях осадки фундамента определяются методом линейно-деформируемого слоя.

В методе послойного суммирования используются и другие упрощающие гипотезы. В частности, считается, что осадка зависит от напряжений, действующих по вертикали, которая проходит через центр подошвы рассматриваемого фундамента, другие компоненты напряжений не учитываются. Предполагается также, что боковое расширение грунта невозможно, а фундамент не имеет жесткости.

Расчет методом послойного суммирования ведется в сле-

дующей последовательности:

1) строится эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта, σ_{zg} ;

2) строится эпюра дополнительных вертикальных напряжений от внешней нагрузки (при необходимости учитывается влияние соседних фундаментов или нагрузки на полах), σ_{zp} ;

3) определяется глубина сжимаемой толщи, H_c ;

4) вычисляется полная осадка, суммируя осадки элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи.

Расчетная схема к определению осадок показана на рис. 2.30.

Построение эпюры напряжений от собственного веса грунта при планировке срезкой начинается от планировочной отметки, а при планировке подсыпкой – с отметки природного рельефа. Эпюра строится по точкам, для чего напряжение σ_{zg} определяется по подошве каждого i -го элементарного слоя.

Разбивка грунтовой толщи ниже подошвы фундамента на элементарные слои выполняется так, чтобы толщина каждого отдельного слоя была $h_i \leq 0,4b$ м, и данный слой состоял бы из однородного грунта. Для фундаментов больших размеров ($b > 4$ м,) толщину отдельного слоя рекомендуется принимать $h_i \leq 0,2$ м, [8]. Уровень подземных вод так же считается границей элементарного слоя.

Напряжение σ_{zg} определяется как напряжение от собственного веса выше лежащих слоев грунта по формуле (2.27). Поскольку каждый слой характеризуется конкретными значениями удельного веса γ , напряжение σ_{zg} на уровне подошвы i -го слоя определяется как сумма напряжений от отдельных слоев:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n g_i h_i = g'_n d_n + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n, \quad (2.32)$$

где γ_i – удельный вес i -го слоя грунта;

d_n – глубина заложения фундамента от уровня поверхности природного рельефа.

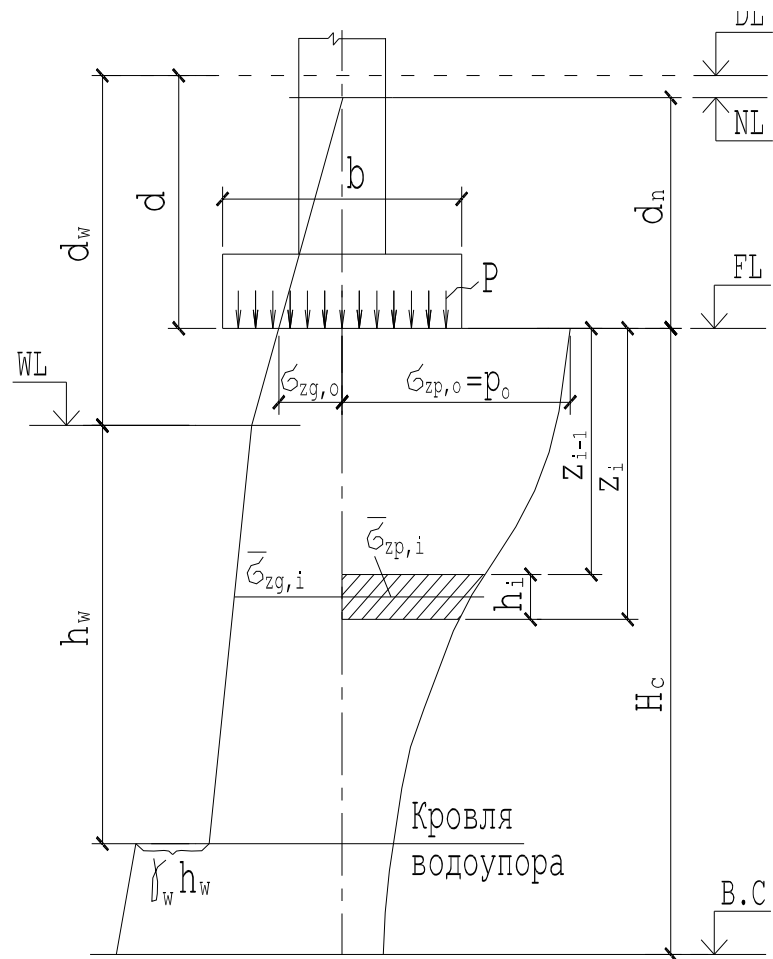


Рис. 2.30. Схема распределения по глубине напряжений от собственного веса грунта и дополнительных напряжений.

Для грунтов, лежащих ниже уровня грунтовых вод, значение γ_i в формуле (2.32) принимается с учетом взвешивающего действия воды и определяется по формуле (2.11).

На кровле водоупорного пласта грунта в эпюре напряжений от собственного веса грунта имеется скачок за счет гидростатического давления столба воды, который согласно эпюре

(рис. 2.30) равен $\sigma_w = \gamma_w \cdot h_w$.

Дополнительные напряжения σ_{zp} на границах слоев определяются по формуле (2.28). Далее определяются границы сжимаемой толщи.

Верхняя граница сжимаемой толщи соответствует уровню подошвы фундамента. Нижняя граница сжимаемой толщи соответствует глубине, ниже которой осадки слоев так незначительны, что ими можно пренебречь. Согласно [3] нижнюю границу сжимаемой толщи следует принимать там, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}, \quad (2.33)$$

где σ_{zp} , σ_{zg} – соответственно дополнительное напряжение и напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = H_c$, кПа.

Если найденная граница сжимаемой толщи заканчивается в слое грунта с $E < 5$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже этой границы, он должен включаться в состав сжимаемой толщи. В этих случаях граница сжимаемой толщи определяется из условия

$$\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg} \quad (2.34)$$

Обычно для вычисления нижней границы сжимаемой толщи используется следующий графический прием. На расчетной схеме (рис. 2.31) строятся эпюры напряжений в одинаковом масштабе (масштаб напряжений 1...2 см – 0,1 МПа, масштаб по глубине 1...2 см – 1 м). Слева от оси симметрии фундамента наносится эпюра напряжений от собственного веса грунта, справа – эпюра дополнительных напряжений. Визуально устанавливается примерная глубина, на которой напряжения от собственного веса грунта в 5 (или, при необходимости, в 10) раз превышают дополнительное. Затем в ожидаемой зоне (слева от оси симметрии) наносится фрагмент эпюры дополнительных напряжений, увеличенный в 5...10 раз. В точке пересечения эпюры напряжений от собственного веса грунта и увеличенной эпюры

дополнительных напряжений находится нижняя граница сжимаемой толщи.

Осадка основания методом послойного суммирования определяется по формуле:

$$S = b \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\overline{S}_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (2.35)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\overline{S}_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -ом слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней Z_{i-1} и нижней Z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр фундамента

$$\overline{S}_{zp,i} = \frac{S_{zp,i-1} + S_{zp,i}}{2}, \text{ кПа};$$

h_i, E_i – соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

n – число элементарных слоев, на которые разбита сжимаемая толщина основания.

Определяется осадка для каждого элементарного слоя сжимаемой толщи, и результат суммируется. После чего проверяется условие (2.31).

Осадка прерывистого ленточного фундамента определяется как осадка условного сплошного ленточного фундамента.

Метод послойного суммирования характеризуется значительной вычислительной трудоемкостью, поэтому в практических вычислениях целесообразно применять ЭВМ.

2.6.1. Пример вычисления осадки фундамента

Пример 2.6. Вычислить осадку ленточного фундамента, рассмотренного в примере 2.4.

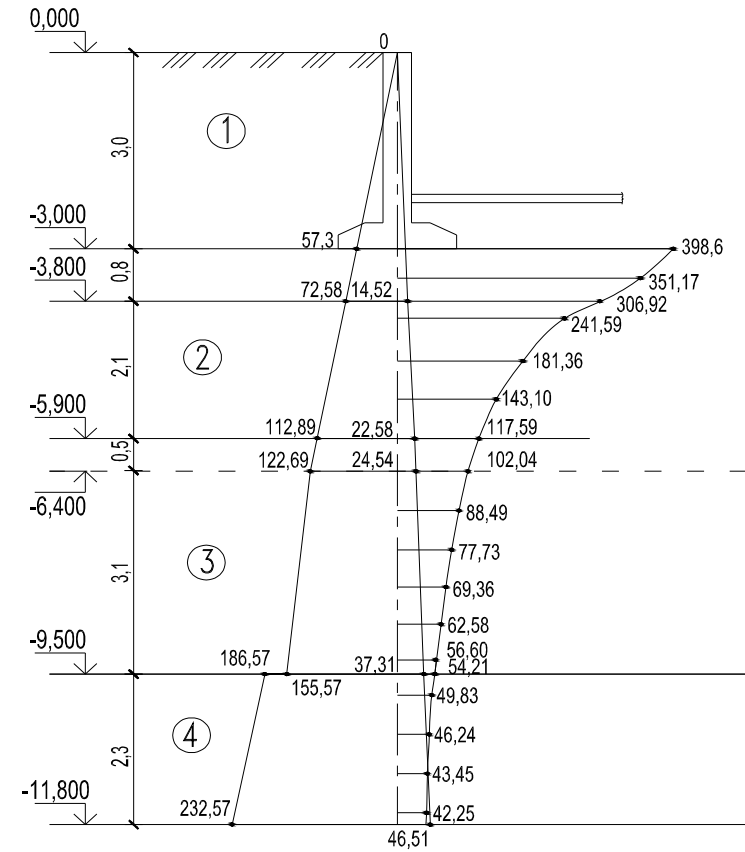


Рис. 2.31. Расчётная схема к примеру 2.6.

Таблица 2.12

Определенные осадки фундамента

№ по- дошвы i-го слоя	h _i , м	Z _i , м	γ _i , кН/м ³	σ _{zg,i} , кПа	0,2σ _{zg,i} , кПа	ξ = 2Z _i /b	α _i	σ _{zp,i} , кПа	$\bar{\sigma}_{zpi}$, кПа	$\bar{\sigma}_{zgi} \cdot h_i$, кПа	E _i , кПа	S _i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	–	–	–	57,30	11,46	–	–	398,6	–	–	–	–
1	0,56	0,56	19,1	68,00	13,60	0,8	0,881	351,17	374,89	209,94	15000	1,119
2	0,24	0,8	19,1	72,58	14,52	1,14	0,770	306,92	329,05	78,97	15000	0,421
3	0,42	1,22	19,2	80,64	16,13	1,74	0,606	241,59	274,26	115,19	5000	1,843
4	0,56	1,78	19,2	91,39	18,28	2,54	0,455	181,36	211,48	118,43	5000	1,895
5	0,56	2,34	19,2	102,14	20,43	3,34	0,359	143,10	162,23	90,85	5000	1,454
6	0,56	2,90	19,2	112,89	22,58	4,14	0,295	117,59	130,34	72,99	5000	1,168
7	0,5	3,40	19,6	122,69	24,54	4,86	0,256	102,04	109,82	54,91	16000	0,275
8	0,56	3,96	10,6	128,63	25,73	5,66	0,222	88,49	95,27	53,35	16000	0,267
9	0,56	4,52	10,6	134,57	26,92	6,46	0,195	77,73	83,11	46,54	16000	0,233
10	0,56	5,08	10,6	140,51	28,10	7,26	0,174	69,36	73,55	41,19	16000	0,206
11	0,56	5,64	10,6	146,45	29,30	8,06	0,157	62,58	65,97	36,94	16000	0,185
12	0,56	6,20	10,6	152,39	30,48	8,86	0,142	56,60	59,59	33,37	16000	0,167
13	0,30	6,50	10,6	155,57 186,57	37,31	9,28	0,136	54,21	55,41	16,62	16000	0,083
14	0,56	7,06	20,0	197,77	39,55	10,09	0,125	49,83	52,02	29,13	12000	0,195
15	0,56	7,62	20,0	208,97	41,79	10,89	0,116	46,24	48,04	26,90	12000	0,179
16	0,56	8,18	20,0	220,17	44,03	11,69	0,109	43,45	44,85	25,12	12000	0,167
17	0,56	8,74	20,0	231,37		12,49	0,106	42,25				S = 9,86 ≈ 9,9 см

Примечание. Ниже 3-го слоя супеси залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению от собственного веса грунта на кровлю глины добавляется гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной, σ_w = 10·3,1 = 31 кН/м².

Решение. Воспользовавшись данными о грунтовых условиях строительной площадки, приведенными на рис. 2.28, найдем удельный вес 3-го слоя грунта с учетом взвешивающего действия воды по формуле (2.11):

$$\gamma_{sb} = (27,2 - 10)/(1 + 0,63) = 10,6 \text{ кН/м}^3.$$

Выше указывалось, что высота элементарных слоев $h_i \leq 0,4b$ ($b = 1,4\text{м}$ – ширина фундамента).

Для ленточного фундамента отношение $\eta > 10$.

Все вычисления выполним в табличной форме (табл. 1.12). По полученным данным построим эпюры σ_{zg} ; $0,2\sigma_{zg}$; σ_{zp} (рис. 2.31).

По табл. [3 приложения 4] для крупноблочного жилого дома величина предельно допустимой осадки $S_u = 10$ см. Определенная расчетом осадка (табл. 2.12) равна $S = 9,9$ см.

Таким образом, $S = 9,9 < S_u = 10$ см., Следовательно, основное условие расчета по второй группе предельных состояний удовлетворяется.

3. Гидроизоляция фундаментов и стен здания

Грунтовая вода, соприкасаясь с фундаментами и стенами, проникает в них и разрушает. Причиной сырости в здании может быть капиллярное поднятие грунтовой воды и непосредственный напор ее.

С учетом практики строительства разработаны различные способы предохранения конструкций и подземных помещений от грунтовых вод и влаги. Способы можно разделить на три основные группы:

- борьба с проникновением атмосферных осадков в грунт;
- устройство дренажей;
- применение различных видов гидроизоляции.

Выбор одного или одновременно нескольких способов защиты зависит от топографических и гидрогеологических условий строительной площадки, сезонного колебания уровня подземных вод, их агрессивности, особенностей конструкций и заглубленных помещений.

Прежде всего необходимо обеспечить отвод поверхностных вод от стен здания путем устройства вокруг него тротуаров, отмосток и лотков. Тротуары и отмостки делаются шириной не менее 1 м с уклоном 0,02-0,05 от здания. По краю тротуара делается лоток для отвода воды в водосток.

В некоторых случаях борьба с подземными водами ведется с помощью дренажей. В городском строительстве в основном

применяются горизонтальные дренажи из труб с полной или частичной прорезкой водоносных слоев. Применяются два типа дренажа для отдельных зданий и сооружений:

- пристенный дренаж используется при относительно неглубоком залегании водоупорного слоя и слоистом напластовании грунтов;

- пластовой применяется обычно в плохо фильтрующих грунтах при наличии в этих грунтах маломощных слоев хорошо фильтрующих грунтов.

Пластовой дренаж часто совмещается с пристенным дренажем. При устройстве дренажей за ними требуется постоянный контроль, ремонт и связанные с их эксплуатацией расходы.

Гидроизоляция предназначается для обеспечения водонепроницаемости сооружений (антифильтрационная гидроизоляция), а также защиты от коррозии и разрушения материалов фундаментов и подземных конструкций при агрессивности подземных вод (антикоррозионная гидроизоляция).

В настоящее время известно много видов антифильтрационной гидроизоляции, различающихся по своей надежности, стоимости и сложности устройства. Из них в каждом конкретном случае выбирается наиболее рациональный тип.

При уровне грунтовых вод ниже обреза фундаментов в простейшем случае, когда необходимо защитить от капиллярной влаги надземные помещения, по выровненной поверхности всех стен на высоте 15-20 см от верха тротуара или отмостки выкладывается водонепроницаемая прослойка толщиной 20-30 мм из жирного цементного раствора или двух слоев рулонного материала на битумной мастике (рис. 3.1, а, б). Этот слой составляет с бетонной подготовкой единое целое. В местах понижения или подъема пола устраивается второй слой изоляции (рис. 3.1, г).

В зданиях с подвалами (при уровне грунтовых вод (WL) ниже пола подвала) изоляция стен от сырости осуществляется обмазкой в два приема наружной поверхности заглубленных стен горячим битумом и прокладкой рулонной изоляции в стене так, как показано на рис. 3.2.

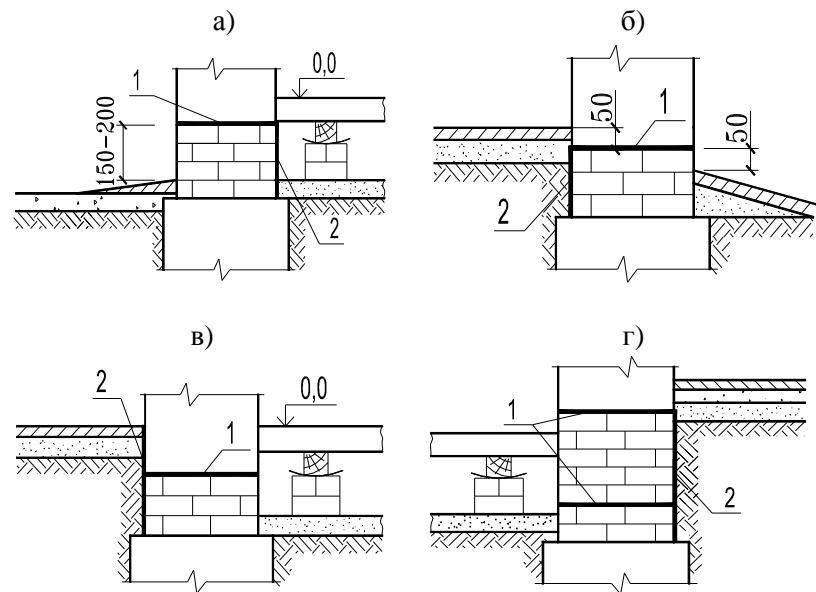
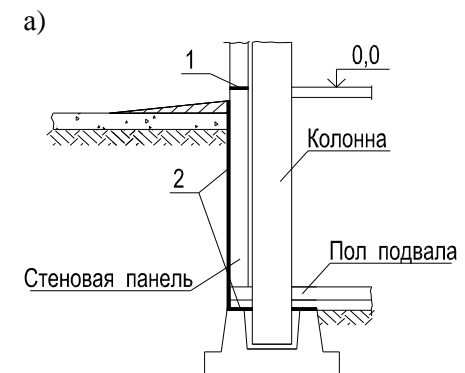


Рис. 3.1. Гидроизоляция бесподвальных помещений: а, б – наружных стен; в, г – внутренних стен; 1 – горизонтальная изоляция; 2 – обмазка битумом за два раза.

В сильно влажных грунтах пол подвала устраивается из бетона, в который добавляется церезит, уплотняющий бетон и растворы, и внутренние поверхности стен облицовываются керамической плиткой или штукатурятся цементным раствором.



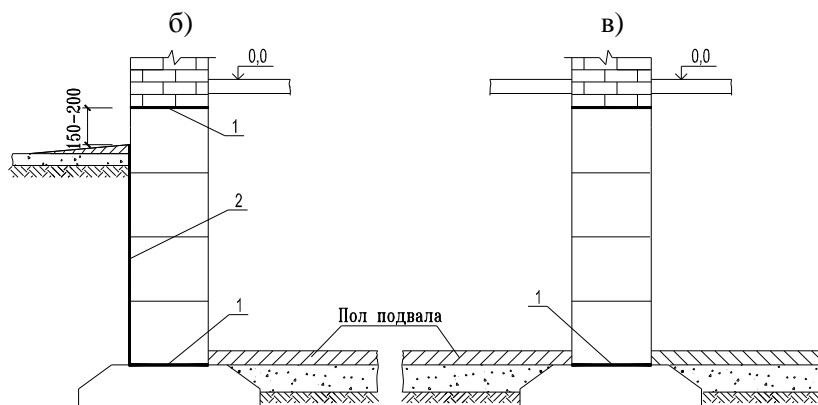
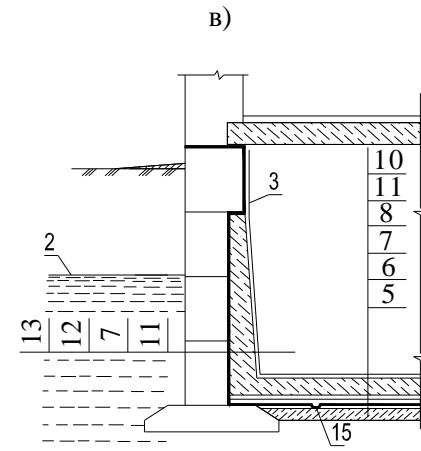
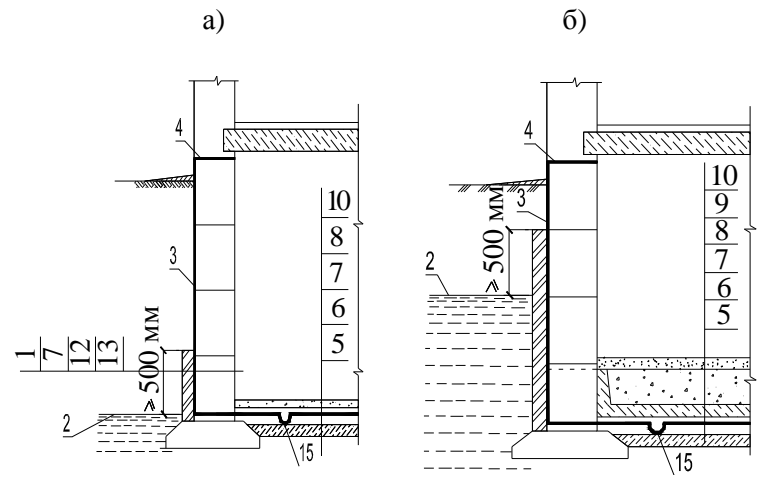


Рис. 3.2. Гидроизоляция стен здания с подвалом: а, б – наружных стен; в – внутренних стен; 1 – горизонтальная гидроизоляция; 2 – обмазка битумом за 2 раза.

Если уровень подземных вод может подниматься или находится выше отметки пола подвала, необходимо устраивать сплошную гидроизоляцию под полом и по стенам подвала.

Подземные воды оказывают гидростатическое давление на гидроизоляцию, стены и пол изолированного помещения. Гидростатическое давление воды (при уровне подземных вод до 0,5 м выше пола подвала) компенсируется весом конструкции пола над изоляцией или пригрузочным слоем бетона, вес которого на единицу площади должен быть не менее гидростатического давления (рис. 3.3, а).

Если уровень подземных вод поднимается выше пола подвала более чем 0,5 м, то давление воды воспринимается специальной конструкцией. Это могут быть заделанные в стены или в опоры здания железобетонные плиты, обратнорребристые или безбалочные перекрытия, коробчатые конструкции и т.д. (рис. 3.3, б, в, г, д). Указанные железобетонные конструкции могут использоваться и как сплошные фундаментные плиты для передачи части давления от сооружения на грунт (рис. 3.3, д).



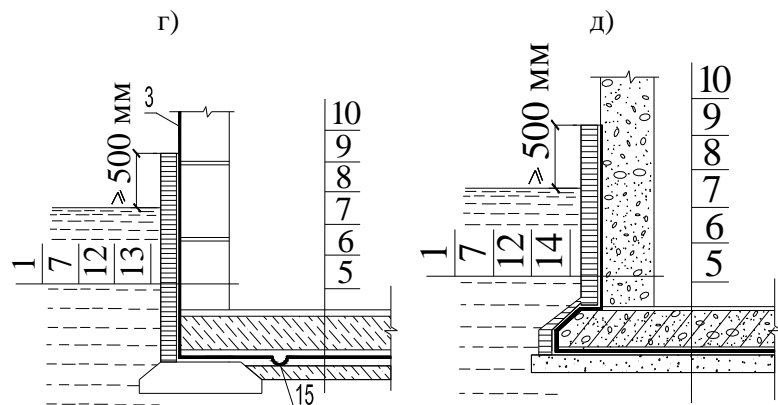


Рис. 3.3. Гидроизоляция подвальных помещений: а – при небольших напорах подземных вод; б, в, г, д – при больших напорах подземных вод; 1 – защитная стенка (из полнотелого красного кирпича на цементном р-ре толщиной 120 мм, из бетонных плит или из слоя набрызг бетона); 2 – уровень подземных вод; 3 – битумная обмазка за два раза до отмотки; 4 – цементный р-р или рулонный материал; 5 – бетонная подготовка 100 мм; 6 – выравнивающая стяжка (из цем. р-ра толщиной 20 мм); 7 – рулонная изоляция (гидроизол, стеклорубероид, металлоизол, толь и т.д.); 8 – защитная стяжка (из цементного или асфальтового слоя толщиной 30-50 мм); 9 – железобетонная плита (толщиной по расчёту); 10 – пол подвала; 11 – железобетон-ная коробчатая конструкция; 12 – выравнивающая затирка цементным раствором; 13 – бетонные блоки стен подвала; 14 – бетонная монолитная стена подвала; 15 – деформационный компенсатор.

Для предупреждения разрывов гидроизоляционного ковра вследствие неравномерных осадок фундаментов и пола подвала между ними устраиваются компенсаторы в виде петли из ковра, располагаемые в специальном коробе с битумом. Такой конструктивный прием выполняется и вблизи осадочных швов.

При использовании коробчатых конструкций (кессонов) гидроизоляция наклеивается на внутреннюю поверхность стен заглубленных помещений. Эта внутренняя гидроизоляция менее надежна, чем наружная, так как имеет большее число переломов и изгибов (во всех помещениях) в местах примыкания пола к стенам, а также входящих углов, где с полом подвала сходятся две стены.

Способ защиты от коррозии выбирается в основном в зависимости от степени агрессивности подземных вод. Избежать вредного воздействия можно с помощью применения плотных и

химически стойких классов бетонов и использования трещиностойких конструкций. Наряду с вышеупомянутыми мероприятиями прибегают к изоляции фундаментов от агрессивных вод с помощью глиняных замков из перемятой и хорошо утрамбованной глины в комбинации с битумным и рулонным материалом (рис. 3.4).

В более агрессивных водах до устройства глиняного замка поверхность защитной стенки у фундаментов покрывают за 2...3 раза битумной или полимерной мастикой.

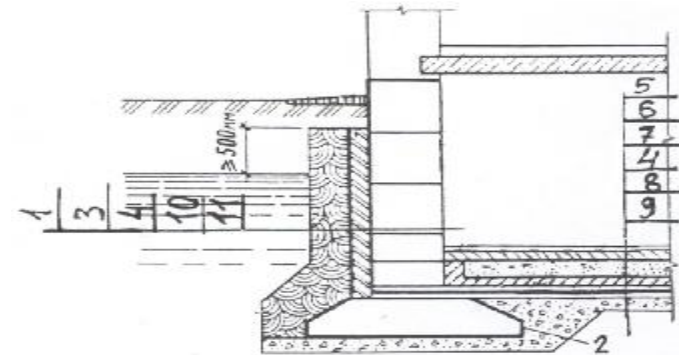


Рис. 3.4. Изоляция фундаментов от агрессивных подземных вод:
 1 – глиняный замок из перемятой глины; 2 – обмазка битумом за три раза; 3 – защитная стенка; 4 – рулонная изоляция; 5 – чистый пол; 6 – железобетонное перекрытие; 7 – защитный слой; 8 – цементная стяжка; 9 – щебёночная или гравийная подготовка на битуме; 10 – выравнивающая затирка; 11 – бетонные блоки.

При сильноагрессивных водах все подземные конструкции и с боков, и снизу предохраняются оклеечной изоляцией из битумных рулонных материалов.

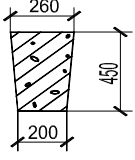
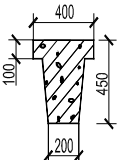
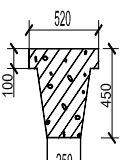
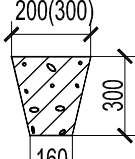
Метод «глиняной замок» – слой перемятой и плотно утрамбованной глины под полом и вокруг стен – в настоящее время почти не применяется из-за трудоемкости.

Гидроизоляция проектируется и устраивается одновременно с основаниями и фундаментами зданий и сооружений.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица III

Типовые железобетонные фундаментные балки серии 1.415-1

Сечение балки, мм	Марка балки	Длина балки, мм	Расход		Масса, т	Толщина стены, мм
			бетона, м ³	стали, кг		
	ФБ6-1(6)	5950	0,62	48(54)	1,6	Кирпич 250. Панельная самонесущая 200 и 240
	ФБ6-2(7)	5050	0,52	33(42)	1,3	
	ФБ6-3(8)	4750	0,49	31(40)	1,2	
	ФБ6-4(3)	4450	0,46	26(35)	1,2	
	ФБ6-5(10)	4300	0,45	26(33)	1,1	
	ФБ6-11(23)	5950	0,71	86(41)	1,8	Кирпич 380. Панельная самонесущая 300
	ФБ6-12(24)	5050	0,60	51(33)	1,5	
	ФБ6-13(25)	4750	0,57	44(29)	1,4	
	ФБ6-14(26)	4450	0,53	34(27)	1,3	
	ФБ6-15(27)	4300	0,51	33(27)	1,3	
	ФБ6-16	5950	0,71	69	1,8	Блочная 400
	ФБ6-17	5050	0,60	37	1,5	
	ФБ6-18	5950	0,71	39	1,8	
	ФБ6-19	5050	0,60	56	1,5	
	ФБ6-20	4750	0,57	48	1,4	
ФБ6-21	4450	0,53	46	1,3		
ФБ6-22	4300	0,51	45	1,3		
	ФБ6-28(35)	5950	0,89	111(129)	2,2	Кирпич 510. Блочная 500
	ФБ6-29(36)	5050	0,75	57(78)	1,9	
	ФБ6-30(37)	4750	0,71	49(66)	1,8	
	ФБ6-31(38)	4450	0,66	47(58)	1,7	
	ФБ6-32(39)	4300	0,64	46(56)	1,6	
	ФБ6-33	5950	0,89	82	2,2	
	ФБ6-34	5050	0,75	52	1,9	
	ФБ6-40(45)	5950	0,32(0,41)	27(28)	0,8(1,0)	Панельная навесная 160 и 200 или 240 и 300
	ФБ6-41(46)	5050	0,27(0,35)	22(22)	0,7(0,9)	
	ФБ6-42(47)	4750	0,26(0,33)	21(21)	0,7(0,8)	
	ФБ6-43(48)	4450	0,24(0,31)	20(20)	0,6(0,8)	
	ФБ6-44(49)	4300	0,23(0,30)	20(20)	0,5(0,8)	

	ФБН1 (2)	10700	1,16(2,05)	54(205)	2,8(5,1)	
	ФБН3 (4)	11960	1,29(2,29)	68(277)	3,2(6,7)	
	ФБ5 (6)	10200	1,11(1,95)	52(196)	3,8(4,9)	
<p><i>Примечание.</i> Маркировка фундаментных балок состоит из буквенных индексов ФБ (фундаментная балка) и цифр, обозначающих номинальную длину балки и номер типоразмера.</p>						

Таблица 2П
Плиты железобетонные серии 1.112-5 для
ленточных фундаментов

Марка	b, мм	L, мм	h, мм	Объем бетона м ³	Масса изделия, кг	Эскиз	Расчетный момент, М	
							ос-нов.	уси-лен.
ФЛ32.12	3200	1180	500	1.600	4000		17.4	26.6
ФЛ32.8		780		1.047	2620		11.6	17.7
ФЛ28.12	2800	1180	500	1.369	3420		14.4	21.6
ФЛ28.8		780		0.896	2400		9.6	14.4
ФЛ24.12	2400	1180	500	1.138	2845		12.0	18.6
ФЛ24.8		780		0.745	1865		8.0	12.4
ФЛ20.12	2000	1180	500	0.975	2440		7.1	9.9
ФЛ20.8		780		0.638	1595		4.7	6.6
ФЛ16.24	1600	2380	300	0.987	2470		8.8	12.7
ФЛ16.12		1180		0.486	1215		4.4	6.3
ФЛ16.8	1400	780	300	0.320	800		2.9	4.2
ФЛ14.24		2380		0.845	2110		7.2	10.8
ФЛ14.12	1200	1180	300	0.416	1040		3.6	5.4
ФЛ14.8		780		0.274	685		2.4	3.6
ФЛ12.24	1000	2380	300	0.703	1760		5.5	9.6
ФЛ12.12		1180		0.347	870		2.7	4.8
ФЛ12.8	800	780	300	0.228	570		1.8	3.2
ФЛ10.24		2380		0.608	1520		4.2	7.2
ФЛ10.12	600	1180	300	0.300	750		2.1	3.6
ФЛ10.8		780		0.197	495		1.4	2.4
ФЛ8.24	800	2380	300	0.557	1395		4.8	-
ФЛ8.12		1180		0.274	685		2.4	-
ФЛ6.24	600	2380	300	0.415	1040		4.2	-
ФЛ6.12		1180		0.205	515		2.1	-

Примечания: 1. Марки плит в таблице указаны условно, без обозначения их группы, и относятся к изделиям всех групп.

2. Марки плит обозначаются буквами ФЛ и цифрами, характеризующими ширину и длину плиты, разделенными точками, а цифра, отделенная дефисом, указывает группу по несущей способности с учетом толщины стены. Например, при толщине стены 160 мм марка плиты ФЛ20.12-4: плита шириной 2000 мм, длиной 1180 мм, для среднего давления по подошве 0,45 МПа. При толщине стены 300 мм среднее давление на подошве этой же плиты может возрасти до 0,5 МПа.

Таблица 3П

**Наибольшее допустимое давление на основание для
различных фундаментных плит**

Ширина плиты, мм	Толщина стен, мм	Наибольшее допустимое давление на основание, МПа, для различных групп плит по несущей способности			
		1	2	3	4
600	160	0.45	0.45	0.45	0.45
	300	0.60	0.60	0.60	0.60
	500	0.60	0.60	0.60	0.60
800	160	0.25	0.25	0.35	0.45
	300	0.41	0.41	0.57	0.60
	500	0.60	0.60	0.60	0.60
1000	160	0.15	0.25	0.35	0.45
	300	0.22	0.36	0.50	0.60
	500	0.42	0.60	0.60	0.60
1200	160	0.15	0.25	0.35	0.45
	300	0.21	0.35	0.48	0.60
	500	0.33	0.55	0.60	0.60
1400	160	0.15	0.25	0.35	0.45
	300	0.19	0.31	0.44	0.57
	500	0.28	0.46	0.60	0.60
1600	160	0.15	0.25	0.35	0.45
	300	0.18	0.30	0.42	0.56
	500	0.25	0.43	0.60	0.60
2000	160	0.15	0.25	0.35	0.45
	300	0.17	0.29	0.40	0.52
	500	0.22	0.37	0.52	0.60
2400	160	0.15	0.25	0.35	0.45
	300	0.17	0.28	0.40	0.51
	500	0.21	0.34	0.48	0.60
2800	160	0.15	0.25	0.35	0.45
	300	0.16	0.27	0.39	0.50
	500	0.19	0.32	0.45	0.59
3200	160	0.15	0.25	0.35	-
	300	0.16	0.27	0.37	-
	500	0.19	0.31	0.43	-

Таблица 4П

**Характеристики облегченных фундаментных плит
(с вырезами по углам)**

Марка	Ш, мм	С, мм	Масса, кН	Эскиз
Ф20.24-25В Ф20.24-35В Ф20.24-45В	2000	500	45.00	
Ф24.24-25В Ф24.24-35В Ф24.24-45В	2400	700	52.80	
Ф28.24-25В Ф28.24-35В Ф28.24-45В	2800	700	63.20	
Ф32.24-25В Ф32.24-35В	3200	700	72.70	
<p><i>Примечание.</i> Марка плит состоит из буквы Ф (фундаментальная плита) и цифр, обозначающих ширину подошвы и длину плиты в дециметрах. Дополнительно через дефис указывается максимально допустимое значение давления по подошве плиты, на которое она рассчитана, а индекс В – плита с вырезом. Например, марка плиты Ф20.24-25В расшифровывается следующим образом: Ф – фундаментальная плита, 20 – ширина 2 м, 24 – длина – 2,4 м, 25 – максимально допустимое давление на подошву 0,25 МПа, В – плита с вырезами.</p>				

Таблица 5П

Ребристые железобетонные блоки

Эскиз	Марка блока	Размеры, мм			Класс бетона	Объем бетона, м ³	Вес блока, кН	Вес стали, кН	Вылет консоли, мм, не более
		б	l	Н					
	Ф40-24	4000	2400	600	В25	3.04	79.6	7.04	1800
	Ф40-16	4000	1600	600	В25	2.34	58.5	4.29	1800
<p>Примечания: 1. Среднее давление по подошве плиты $p = 0,3$ МПа. 2. Рабочая арматура из стали класса А-III, $d = 10...25$ мм. 3. По условиям трещинообразования блоки рассчитаны на применение выше уровня подземных вод.</p>									

Таблица 6П

**Стеновые блоки для ленточных фундаментов
по ГОСТ 135779-78**

Марка блока	Размеры блока, мм			Объем бетона, м ³	Масса блока, т
	длина <i>l</i>	ширина <i>b</i>	высота <i>h</i>		
ФБС 24.3.6	2380	300	580	0,41	0,97
ФБС 24.4.6		400		0,54	1,3
ФБС 24.5.6		500		0,7	1,63
ФБС 24.6.6		600		0,81	1,96
ФБС 12.4.6	1180	400		0,26	0,64
ФБС 12.5.6		500		0,33	0,79
ФБС 12.6.6		600		0,4	0,96
ФБС 12.4.3	1180	400		280	0,13
ФБС 12.5.3		500	0,16		0,38
ФБС 12.6.3		600	0,19		0,46
ФБС 9.3.6	880	300	580	0,15	0,35
ФБС 9.4.6		400		0,2	0,47
ФБС 9.5.6		500		0,24	0,59
ФБС 9.6.6		600		0,29	0,7
ФБВ 9.4.6	880	400		0,18	0,39
ФБВ 9.5.6		500		0,2	0,19
ФБВ 9.6.6		600		0,24	0,58
ФБП 24.4.6	2380	400		0,44	1,05
ФБП 24.5.6		500		0,53	1,26
ФБП 24.6.6		600		0,58	1,4

Примечание. Марка блоков состоит из буквенных и цифровых индексов. Буквы обозначают тип блока: ФБС – фундаментный блок сплошной, ФБВ – фундаментный блок сплошной с вырезом (для укладки перемычек, плит перекрытий и пропуска коммуникаций под потолком в подполье), ФБП – пустотелый (с открытыми внизу пустотами). Цифры, разделенные точками, – длина, ширина и высота (в дециметрах, округленно).

Таблица 7П

Коэффициент α

$\xi=2z/b$	Коэффициент α 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	
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	0,603	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	0,064	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. Обозначено: b – ширина или диаметр фундамента, l – длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A / p}$.
3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

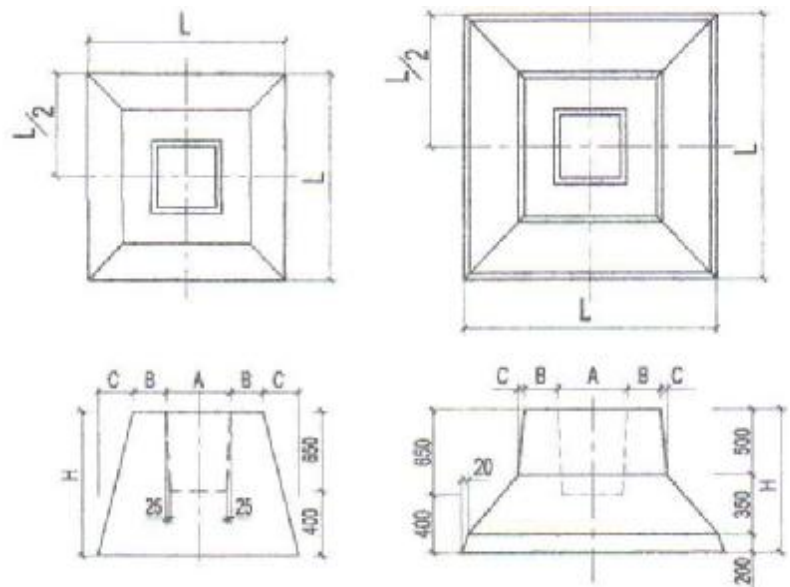


Рис. 1 П. Сборные фундаменты под колонны серии 3.020-1: а - типоразмеров 1Ф13,2Ф13,1ФС13,2ФС13; б - типоразмеров 1Ф17, 2Ф17, 1Ф21, 2Ф21.

Таблица 8П

Сборные типовые фундаменты

Типоразмер фундамента	Размеры фундаментов					Вес фундамента, т
	L	H	A	B	C	
1Ф13	1300	1050	450	275	150	3,10
1Ф17	1700	1050	450	275	50	4,17
1Ф21	2100	1050	450	275	50	5,49
2Ф13	1300	1050	550	225	150	3,05
2Ф17	1700	1050	550	225	50	4,04
2Ф21	2100	1050	550	225	50	5,35
1ФС13	1300	1050	450	275	150	3,19
2ФС13	1300	1050	550	225	150	3,05

Примечание. Фундаменты типа Ф применяются на естественных основаниях, типа ФС – для составных фундаментов с плитной частью из монолитного бетона.

Библиографический список

1. Кочергин В. Д., Кожевников А. П. Механика грунтов. Лабораторный практикум. – М. : МИСиС, 2002. – 72 с.
2. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. – М. : Госстандарт, 1996. – 25 с.
3. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. – М. : ГУП ЦПП, 2000. – 48 с.
4. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
5. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
6. СНИП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 44 с.
7. Металлические конструкции / под ред. Е. И. Беленя. – М. : Стройиздат, 1985. – 560 с.
8. Далматов Б. И. и др. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений. – М. : Изд. АСВ, 1999. – 340 с.
9. Малышев М. В., Болдырев Г. Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты. – М. : Изд. АСВ, 2000. – 320 с.
10. Ухов С. Б. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М. : Изд. АСВ, 1994. – 524 с.
11. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М. : Стройиздат, 1990. – 304 с.
12. Берлинов М. В. Основания и фундаменты. – М. : Высшая школа, 1998. – 319 с.

КОЧЕРГИН Валерий Дмитриевич
МЕТЕЛЕВА Зинаида Леонидовна
ВЕДЯКОВ Иван Иванович

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Раздел: Фундаменты мелкозаложенного

Учебное пособие для практических занятий и курсового проектирования для студентов специальностей 290300 и 291500

Рецензент: канд. техн. наук, доцент Н.И. Тупов

Редактор Г.В. Аتماшкина

Уч.-изд. л. 5,1	Тираж 150 экз.
Цена «С»	Регистрационный №

Электростальский политехнический институт
(филиал) Московского государственного
института стали и сплавов (Технологического
университета) (ЭПИ МИСиС)
144000, Московская обл., г. Электросталь,
ул. Первомайская, д. 7.

