

Министерство сельского хозяйства Российской Федерации

ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет имени И. Т. Трубилина»

А. И. Полищук, И. В. Семёнов, И. В. Болгов

**ЭТАПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ
ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ**

Учебное пособие

Рекомендовано
учебно-методической комиссией архитектурно-строительного
факультета КубГАУ в качестве учебного пособия для
обучающихся по направлению «Строительство»

Краснодар
КубГАУ
2017

УДК 624.1:378.22(075.8)

ББК 38.58

П50

Р е ц е н з е н т ы :

А. Б. Пономарев – зав. кафедрой строительного производства и геотехники Пермского национального исследовательского политехнического университета, д-р техн. наук, профессор

Н. С. Никифорова – профессор кафедры механики грунтов и геотехники Национального исследовательского Московского государственного строительного университета, д-р техн. наук

Полищук А. И.

П50 Этапы проектирования фундаментов мелкого заложения для многоэтажных зданий : учеб. пособие / А. И. Полищук, И. В. Семёнов, И. В. Болгов. – Краснодар : КубГАУ, 2017. – 237 с.

ISBN 978-5-00097-365-3

Учебное пособие содержит основные положения по проектированию фундаментов многоэтажных зданий, которые рекомендуется использовать при выполнении курсовых проектов.

Предназначено для студентов, обучающихся по специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений». Может быть полезно для студентов-бакалавров, студентов-магистрантов направления подготовки «Строительство» и аспирантов направления подготовки «Техника и технологии строительства».

УДК 624.1:378.22(075.8)

ББК 38.58

- © Полищук А. И.,
Семёнов И. В.,
Болгов И. В., 2017
- © ФГБОУ ВО «Кубанский
государственный аграрный
университет имени
И. Т. Трубилина», 2017

ISBN 978-5-00097-365-3

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	5
1 ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОЕКТИРУЕМЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ	7
1.1 Общие сведения о многоэтажных зданиях	7
1.2 Классификация фундаментов многоэтажных зданий ..	12
1.2.1. Фундаменты мелкого заложения	14
1.2.2. Фундаменты глубокого заложения	20
1.2.3. Комбинированные фундаменты	30
1.3 Нагрузки, действующие на фундаменты проектируемого здания	35
Контрольные вопросы	43
2 ОЦЕНКА ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ ...	46
2.1 Общие сведения о грунтах и грунтовых условиях строительства	46
2.2 Физико-механические характеристики и классификационные показатели грунтов	54
2.2.1. Физические характеристики грунтов	54
2.2.2. Классификационные показатели грунтов	57
2.2.3. Механические характеристики грунтов	60
2.2.4. Связь физических и механических характеристик грунтов	61
2.2.5. Нормативные и расчетные характеристики грунтов	68
2.3 Строительная классификация грунтов	71
2.3.1. Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов	71
2.3.2. Классификация глинистых грунтов	73
2.3.3. Систематизация особых видов грунтов	75
2.4 Примеры оценки грунтовых условий площадок строительства (для глинистых и песчаных грунтов) ...	90
2.5 Классификация сейсмичности строительной площадки с учетом категории грунтов	117

Контрольные вопросы	125
3 ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ	128
3.1 Общие сведения	128
3.2 Расчет оснований фундаментов по несущей способности	130
3.3 Расчет оснований фундаментов по деформациям	133
3.4 Расчетное сопротивление грунта основания и его применение при проектировании фундаментов зданий ..	136
Контрольные вопросы	142
4 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ	143
4.1 Выбор глубины заложения подошвы фундаментов зданий	143
4.2 Определение размеров подошвы фундаментов зданий, сооружений	152
4.3 Проверка прочности подстилающего слоя в основании фундаментов	166
4.4 Расчет осадок фундаментов	175
4.5 Расчет осадок фундаментов за пределами линейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунте	188
4.6 Конструирование фундаментов и расчет их на прочность	196
4.6.1. Общие положения	196
4.6.2. Конструирование ленточного фундамента из монолитного железобетона под несущую стену	199
4.6.3. Конструирование отдельного фундамента из монолитного железобетона под колонну	208
Контрольные вопросы	227
Заключение	229
Список литературы	230

ПРЕДИСЛОВИЕ

При подготовке учебного пособия ставилась цель показать студентам основные этапы проектирования фундаментов многоэтажных зданий. Для этого в учебном пособии рассматриваются отдельные разделы курсового проекта на тему: «Расчет и конструирование фундаментов многоэтажного здания». К рассматриваемым разделам относятся: характеристика проектируемого здания; оценка грунтовых условий площадки строительства; расчет и конструирование вариантов фундаментов мелкого заложения и др. Студент, при изучении дисциплины «Основания и фундаменты сооружений», должен научиться выполнять указанные выше разделы и использовать полученные знания в своей практической работе.

Стоимость работ по устройству фундаментов обычно составляет 10–20 % от стоимости всего здания, а при сложных грунтовых условиях (например, при строительстве на структурно-неустойчивых грунтах, либо в сейсмоопасных районах и др.) она может достигать 15–25 %. Поэтому разработка конструктивных решений фундаментов и оценка грунтовых условий строительства являются ответственными этапами проектирования, позволяющими снизить стоимость возведения многоэтажного здания.

В данном учебном пособии рассматриваются вопросы проектирования фундаментов для условий нового строительства многоэтажных зданий (назначение глубины заложения фундаментов и определение их геометрических размеров, расчет конечных осадок фундаментов и их неравномерностей, оценка прочности материала фундаментов и др.). Для условий реконструкции зданий указанные выше вопросы не приводятся. При этом расчет оснований фундаментов многоэтажных зданий ведется, в основном, по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет оснований фундаментов по первой группе предельных состояний (по несущей способности) в учебном пособии не рассматривается.

Для понимания материала учебного пособия практически в каждом параграфе приводятся примеры расчета и конструирования фундаментов многоэтажного здания. В конце учебного пособия дан список литературы (основная и дополнительная), в которой подробно излагаются технические решения, расчеты и другие вопросы конструирования фундаментов подобных зданий.

В соответствующих разделах учебного пособия приводятся также справочные данные, которые необходимы для проектирования фундаментов многоэтажных зданий. Обозначения и термины приводятся в соответствии с действующими государственными стандартами и нормативными документами на проектирование фундаментов зданий.

Введение, заключение, разделы 2 и 3 (кроме параграфов 2.4 и 2.5) написаны д-ром техн. наук, профессором А. И. Полищуком; раздел 1 (кроме параграфа 1.2.3) написан инженером И. В. Семёновым; раздел 4 написан д-ром техн. наук, профессором А. И. Полищуком, инженером И. В. Семёновым и инженером И. В. Болговым совместно; параграфы, 1.2.3, 2.4 и 2.5 написаны д-ром техн. наук, профессором А. И. Полищуком и инженером И. В. Семёновым совместно. Общее редактирование учебного пособия выполнено А. И. Полищуком.

Авторы благодарят рецензентов: зав. кафедрой строительного производства и геотехники Пермского национального исследовательского политехнического университета (ПНИПУ), д-ра техн. наук, профессора **А. Б. Пономарева** и профессора кафедры механики грунтов и геотехники национального исследовательского Московского государственного строительного университета, д-ра техн. наук **Н. С. Никифорову** за ценные замечания, которые были учтены при доработке учебного пособия.

Замечания и отзывы на учебное пособие просьба направлять по адресу: 350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13, кафедра «Основания и фундаменты».

1 ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОЕКТИРУЕМЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

1.1 Общие сведения о многоэтажных зданиях

Многоэтажное здание – жилое, общественное или производственное здание высотой более трех этажей. Опытном установлено, что в подавляющем большинстве случаев жилые и общественные здания в России строятся высотой от 5 до 16 этажей (рисунок 1.1, а). Жилые и общественные здания высотой от 16 до 25 этажей строятся реже, как правило, в соответствии со специальным техническим заданием (рисунок 1.1, б). Производственные здания строятся обычно высотой до 7 этажей (рисунок 1.1, в). Здания высотой более 25 этажей (выше 75 м) классифицируются как *высотные* и в рамках настоящего учебного пособия не рассматриваются.

Одними из основных параметров, по которым классифицируются многоэтажные здания, являются их конструктивная и объемно-планировочная схемы.

Конструктивная схема здания – это система вертикальных и горизонтальных элементов (вертикальных – стены, колонны; горизонтальных – перекрытия, покрытия, ригели), которые обеспечивают его пространственную жесткость. Конструктивные схемы зданий бывают (П. П. Сербинович и др., 1975; Т. Г. Маклакова, 2004; В. И. Бареев, 2014 и др.):

– каркасные (с полным каркасом) (рисунок 1.2), которые состоят из вертикально устроенных колонн (стоек) и опирающихся на них балок (ригелей);

– с неполным каркасом (внутренний каркас и несущие наружные стены) (рисунок 1.3);

– бескаркасные (рисунок 1.4) с несущими наружными и внутренними стенами (продольными или поперечными). При этом несущими могут быть продольные стены, поперечные или и продольные и поперечные.



а



б



в

Рисунок 1.1 – Общий вид многоэтажных зданий:
а – общественное здание высотой 10 этажей (г. Воронеж);
б – жилое здание высотой 25 этажей (г. Волгоград);
в – производственное здание высотой 4 этажа (г. Берлин, Германия)

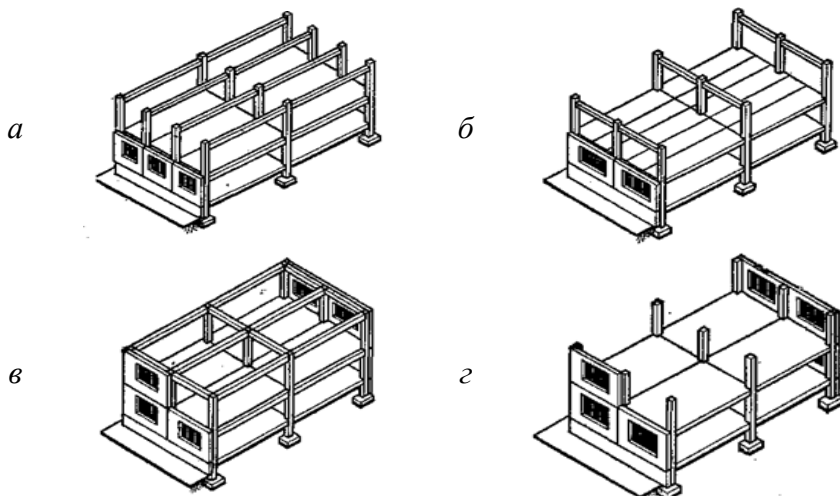


Рисунок 1.2 – Конструктивные схемы каркасных зданий:
а – с продольным расположением ригелей; *б* – то же, с поперечным;
в – то же, с перекрестным; *г* – безригельное решение

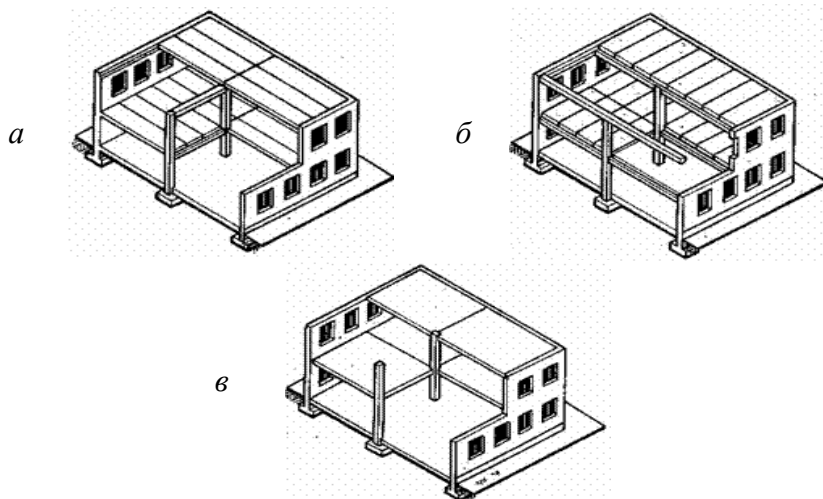


Рисунок 1.3 – Конструктивные схемы зданий с неполным каркасом:
а – с продольным расположением ригелей;
б – то же, с поперечным; *в* – безригельное решение

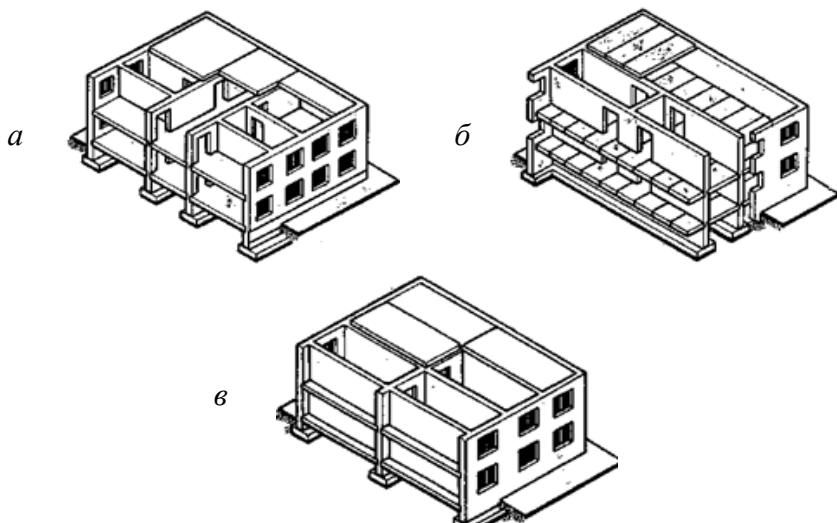


Рисунок 1.4 – Конструктивные схемы бескаркасных зданий:
a – с продольным расположением несущих стен;
б – то же, с поперечным; *в* – смешанная

Объемно-планировочная схема здания – это тип объединения помещений (рабочих, обслуживающих, вспомогательных и коммуникационных) в единую систему (композицию). По признаку расположения и взаимосвязи помещений различают следующие типы объемно-планировочных схем зданий (рисунок 1.5):

- анфиладная;
- коридорная;
- секционная;
- зальная;
- комбинированная.

Важным этапом при проектировании фундаментов многоэтажного здания является выбор проектного решения его подвальной части. В зависимости от назначения и конструктивных особенностей здания оно может иметь подвал в один, два и более этажей, цокольный или технический этажи (рисунок 1.6).

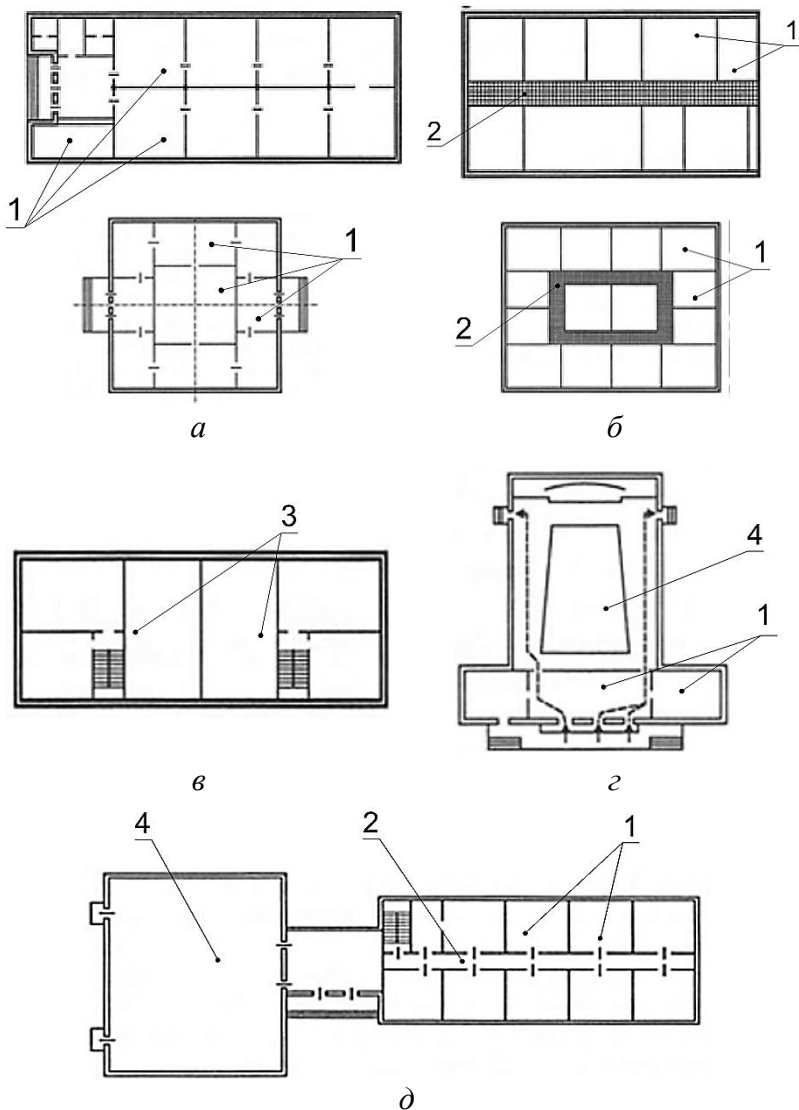


Рисунок 1.5 – Объемно-планировочные схемы зданий:
a – анфиладная; *б* – коридорная; *в* – секционная;
г – залная; *д* – комбинированная;
 1 – помещения; 2 – коридор; 3 – секции; 4 – зал

Подвальный этаж (первый подземный этаж) – это этаж с отметкой пола подвала ниже планировочной отметки земли более чем наполовину высоты помещений: $d_b > 0,5h_{\text{под}}$ (рисунок 1.6, а).

Цокольный этаж – это этаж с отметкой пола помещений ниже планировочной отметки земли на высоту не более половины их высоты: $d_b < 0,5h_{\text{под}}$ (рисунок 1.6, б).

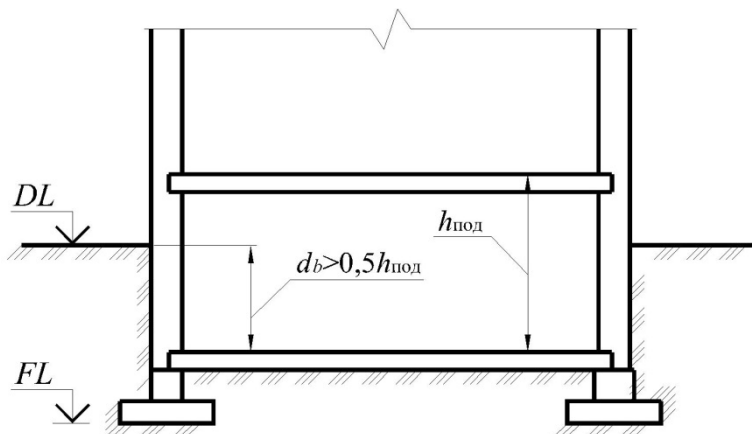
Технический этаж – это этаж для размещения инженерного оборудования здания и прокладки коммуникаций. Технический этаж может быть расположен в нижней части здания (техническое подполье), верхней (технический чердак) или между надземными этажами (технический этаж).

1.2 Классификация фундаментов многоэтажных зданий

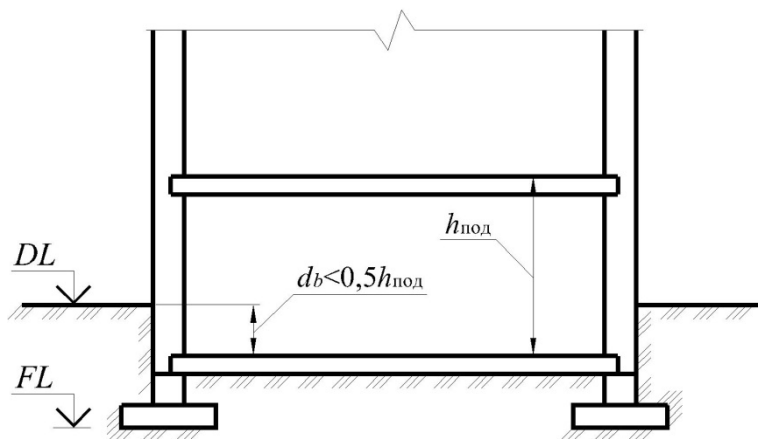
Для передачи нагрузок от многоэтажного здания на грунты основания служат специальные несущие строительные конструкции, которые принято называть фундаментом (фундаментами). **Фундамент** – это подземная (подводная) часть здания, которая служит для передачи нагрузки от здания на основание. **Основание** – часть массива грунта, воспринимающего нагрузки и воздействия от фундамента здания (сооружения). Любое здание за период нормальных условий эксплуатации получает осадки, которые могут быть неравномерными. **Осадка** – вертикальное перемещение грунта в основании фундамента здания, вызванное увеличением внешней нагрузки (Б. И. Далматов, 1988–2017; Р. А. Мангушев и др., 2011–2015; С. Б. Ухов и др., 2007; А. Б. Пономарев, 2014).

Исходя из особенностей конструктивных решений зданий и грунтовых условий площадок строительства, применяются следующие виды фундаментов (рисунок 1.7) (А. Л. Невзоров, 2014):

- фундаменты мелкозаложенного;
- фундаменты глубокого заложения (в том числе свайные);
- комбинированные (устраиваемые чаще при реконструкции и восстановлении зданий).



a



б

Рисунок 1.6 – Конструктивные решения подземной части многоэтажного здания:

a – подвальный этаж здания; *б* – цокольный этаж здания;
DL – отметка планировки поверхности земли; *FL* – отметка подошвы фундамента здания; d_b – глубина подвала (подземного этажа);
 $h_{\text{под}}$ – высота подвального этажа



Рисунок 1.7 – Классификация видов фундаментов зданий и сооружений

1.2.1 Фундаменты мелкого заложения

Фундаменты мелкого заложения – это фундаменты, имеющие отношение высоты h к ширине подошвы b , не превышающее 4 ($h/b \leq 4$), и передающие нагрузки на грунты основания преимущественно через подошву (рисунок 1.8). Для многоэтажных зданий используются следующие виды фундаментов мелкого заложения (рисунок 1.9) (Справочник геотехника, 2016; Н. С. Никифорова, 2016; Я. А. Пронозин и др., 2017):

- отдельные;
- ленточные;
- сплошные или плитные;
- массивные.

Отдельные фундаменты – это кирпичные, каменные, бетонные или железобетонные строительные конструкции, имеющие уширение опорной части. Отдельные фундаменты могут выполняться в монолитном или сборном варианте. Выделяют следующие виды отдельных фундаментов:

- отдельные (столбчатые) фундаменты под стены;
- отдельные фундаменты под колонны.

Отдельные (столбчатые) фундаменты под стены представляют собой столбы из сборных или монолитных элементов,

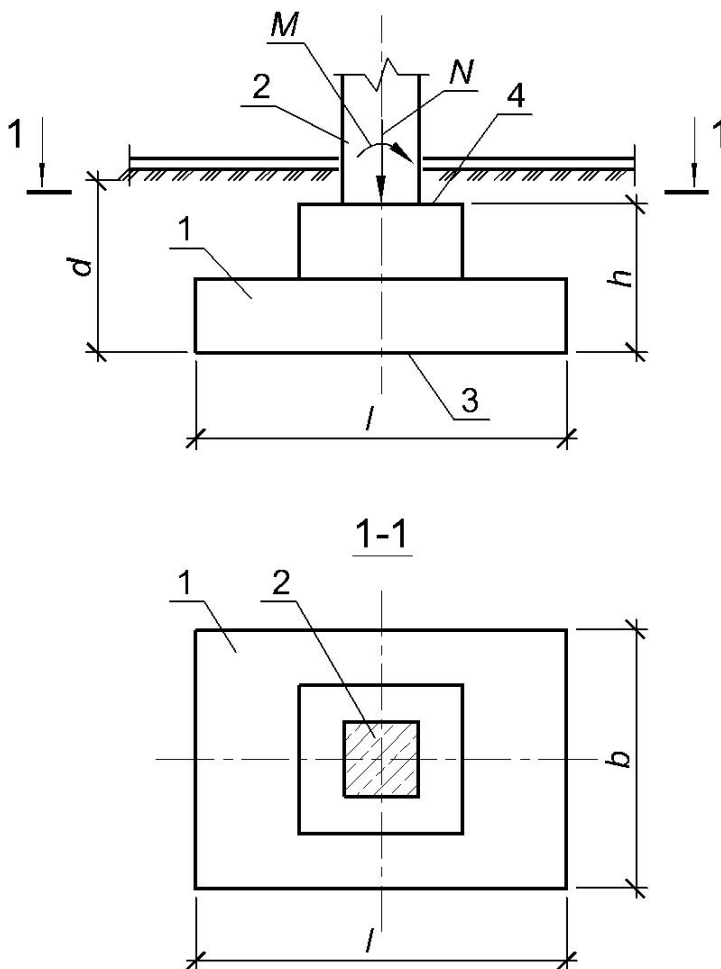


Рисунок 1.8 – Схема фундамента мелкого заложения:

1 – фундамент; 2 – надфундаментная строительная конструкция здания (колонна, стена); 3 – подошва фундамента; 4 – обреза фундамента;
 h – высота фундамента, м; d – глубина заложения подошвы фундамента (от поверхности наружной планировки земли), м; l, b – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м

возводимых из бетона, железобетона, кирпича, бута (рисунок 1.10). Такие фундаменты устраиваются через 3–4 м один от другого, в углах здания и в местах пересечения стен, а также на других участках, где передаются значительные нагрузки. По обрезу фундаментов укладываются фундаментные балки, на которые опираются надземные строительные конструкции.

Отдельные фундаменты под колонны – это столбы, имеющие плитную часть и подколонник (рисунок 1.11). Такие фундаменты могут быть монолитными и сборными из отдельных элементов. Сопряжение сборных колонн с отдельным фундаментом осуществляется с помощью стакана, а монолитных колонн – путем соединения их арматуры с выпусками из фундамента. Стальные колонны соединяются с фундаментом с помощью специальной конструкции, которую называют базой (Справочник геотехника, 2016).

Ленточные фундаменты используют для передачи нагрузки на основание от протяженных элементов строительных конструкций, например, стен зданий или ряда колонн (рисунок 1.9, б).

Ленточные фундаменты под колонны воспринимают нагрузку от ряда колонн. Они устраиваются для уменьшения неравномерностей осадки отдельных колонн. Для выравнивания осадок не только отдельных колонн в ряду, но и здания в целом, ленточные фундаменты выполняют в двух направлениях. Такое конструктивное решение ленточных фундаментов принято называть фундаментами из перекрестных лент.

Ленточные фундаменты под стены при большой жесткости стен практически не работают на изгиб в продольном направлении. Эти фундаменты, в целях снижения давления по подошве, можно развивать только в поперечном направлении. Ленточные фундаменты под стены зданий устраивают либо монолитными, либо из сборных блоков (рисунок 1.12). Монолитные железобетонные ленточные фундаменты выполняются в виде нижней армированной ленты и неармированной или

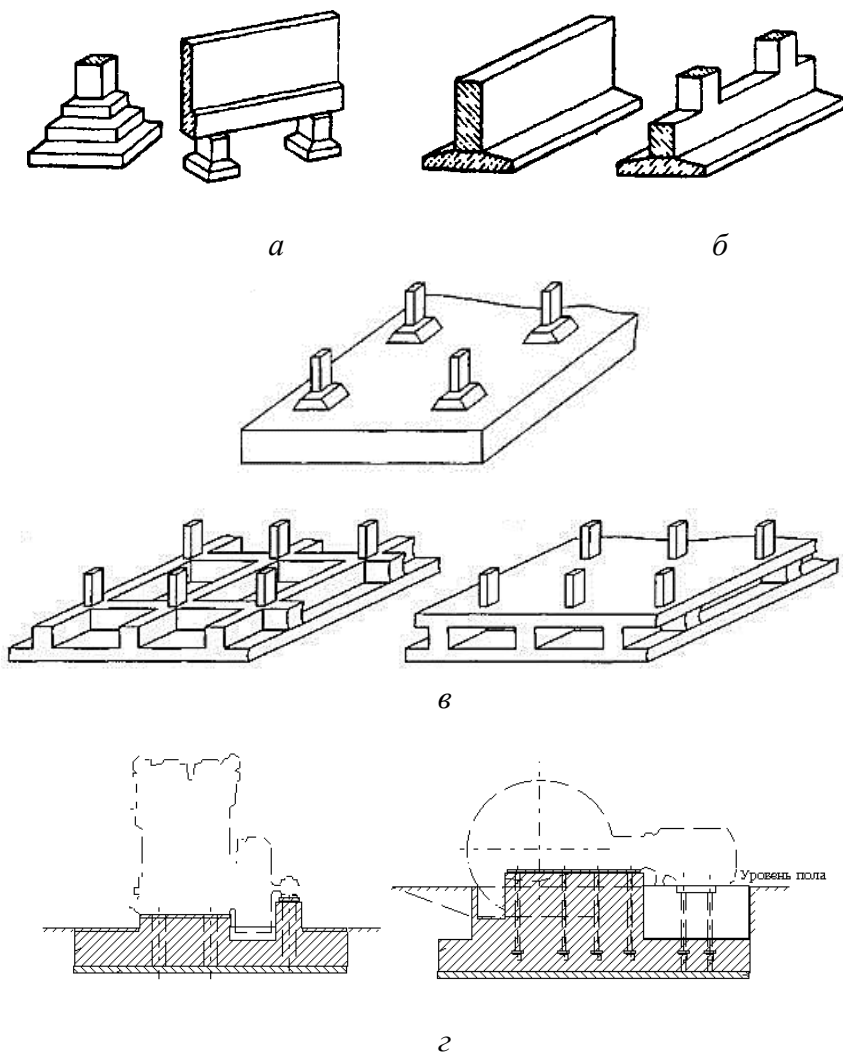


Рисунок 1.9 – Виды фундаментов мелкого заложения для многоэтажных зданий:
a – отдельные фундаменты; *б* – ленточные фундаменты;
в – сплошные или плитные; *г* – массивные

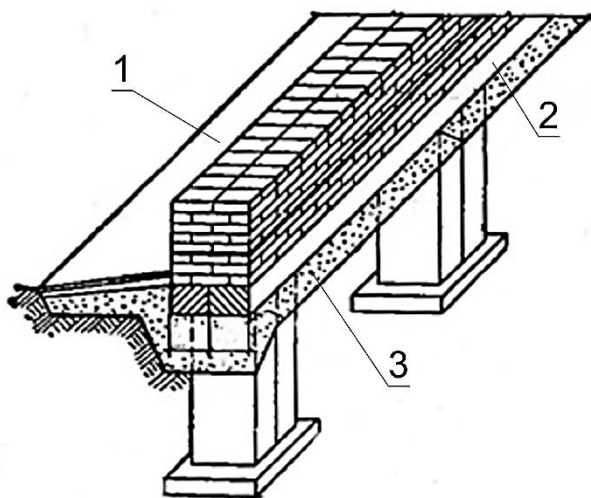


Рисунок 1.10 – Столбчатые фундаменты под стены:
 1 – отсыпка; 2 – фундаментная балка (армированная);
 3 – песчаная, гравийно-песчаная или шлаковая подсыпка

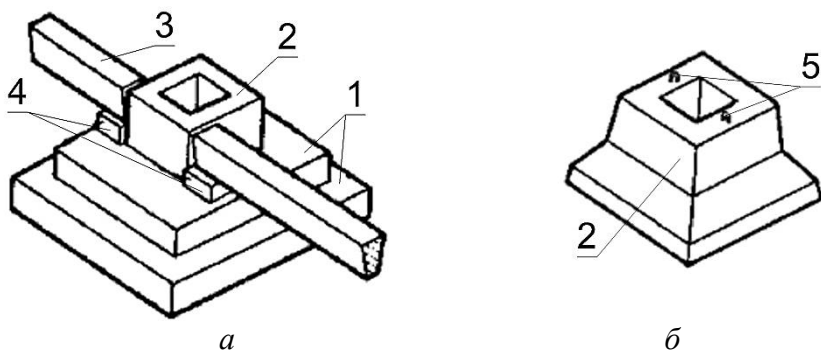


Рисунок 1.11 – Отдельные фундаменты под колонны
 в сборном исполнении:
a, б – различные конструктивные решения; 1 – фундаментные плиты;
 2 – подколонник; 3 – рандбалка (фундаментная балка);
 4 – бетонные столбики; 5 – монтажные петли

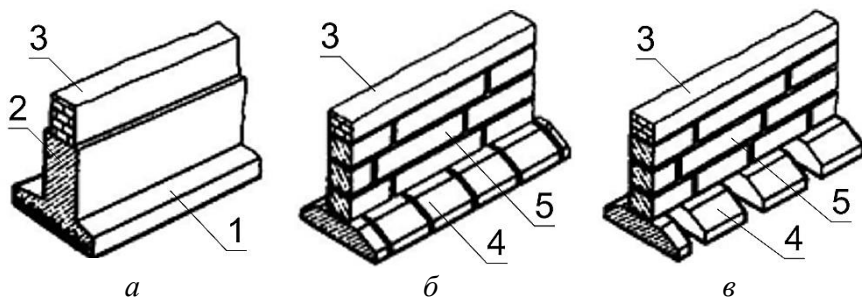


Рисунок 1.12 – Ленточные фундаменты под стены:

- a* – монолитный железобетонный; *б* – сборный сплошной из железобетонных и бетонных элементов; *в* – сборный прерывистый из железобетонных и бетонных элементов; 1 – армированная лента; 2 – фундаментная бетонная стена; 3 – кирпичная стена здания; 4 – отдельные железобетонные плиты; 5 – сборные бетонные стеновые блоки

малоармированной фундаментной стены (рисунок 1.12, *a*). Сборный ленточный фундамент состоит из ленты, собираемой из отдельных железобетонных плит, армированных по расчету, и стены, собираемой из бетонных блоков (рисунок 1.12, *б*). При строительстве на прочных грунтах (модуль деформации грунта 15 МПа и более) при уровне подземных вод ниже подошвы фундамента возможно применение прерывистых ленточных фундаментов, которые устраивают из фундаментных железобетонных плит, расположенных на некотором расстоянии друг от друга (рисунок 1.12, *в*).

Сплошные (плитные) фундаменты устраиваются под всем зданием, сооружением (или под их отдельные части) в виде сплошных железобетонных плит (рисунок 1.9, *в*). Такие фундаментные плиты работают на изгиб в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Фундаментные плиты разрезаются в плане только осадочными швами. В пределах каждого выделенного отсека рассматриваемое конструктивное решение фундаментов обеспечивает жесткость здания и его совместную работу с основанием.

Сплошные (плитные) фундаменты выполняются, как правило, из монолитного железобетона. По конструктивным решениям их разделяют на плитные цельные и коробчатые. Плитные цельные фундаменты, в свою очередь, могут быть гладкими (безбалочными) и ребристыми (рисунок 1.13). Опирающие колонны на гладкие и коробчатые плиты осуществляется через сборные и монолитные стаканы; ребристые плиты соединяются с колоннами с помощью монолитных стаканов или выпусков арматуры (В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин и др., 2010).

Массивные фундаменты – это фундаменты, устраиваемые в виде жесткого бетонного или железобетонного массива обычно под разные (в том числе небольших размеров в плане) сооружения (лифтовые шахты, лестничные клетки, башни, мачты, дымовые трубы, доменные печи, устои мостов и т. д.).

Массивные фундаменты выполняются обычно в монолитном варианте. С целью сокращения объема бетона в тело массивного фундамента закладывают пустотообразователи (рисунок 1.14), в качестве которых используют картонные или полиэтиленовые вкладыши диаметром 100–300 мм.

1.2.2 Фундаменты глубокого заложения

Фундаменты глубокого заложения – это фундаменты, устраиваемые без разработки котлована непосредственно в грунте и передающие нагрузки на грунты основания как через подошву, так и через развитую боковую поверхность. Для фундаментов глубокого заложения отношение их высоты h к ширине подошвы b обычно более 4 ($h/b > 4$). Необходимость возведения фундаментов глубокого заложения возникает в следующих случаях (Справочник проектировщика, 1985):

– если сооружение устраивается на большой глубине;

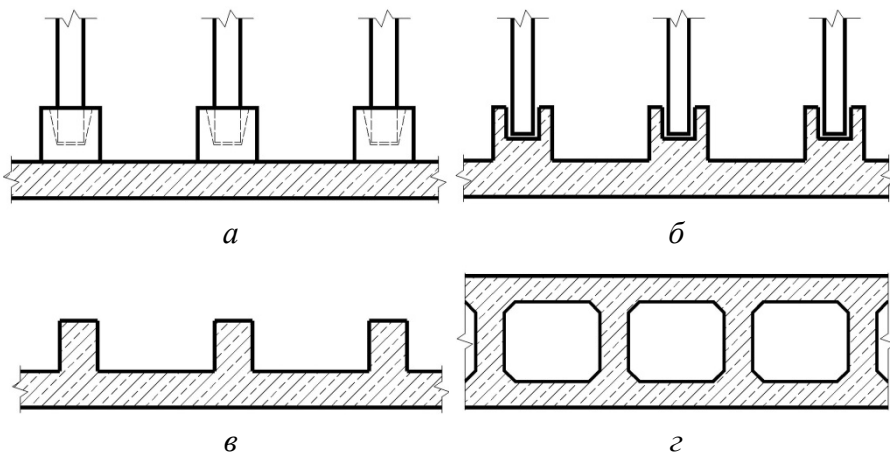


Рисунок 1.13 – Сплошные (плитные) фундаменты:
a – гладкая цельная плита со сборными стаканами; *б* – гладкая плита с монолитными стаканами; *в* – ребристая плита; *г* – сплошная плита с корчатым сечением

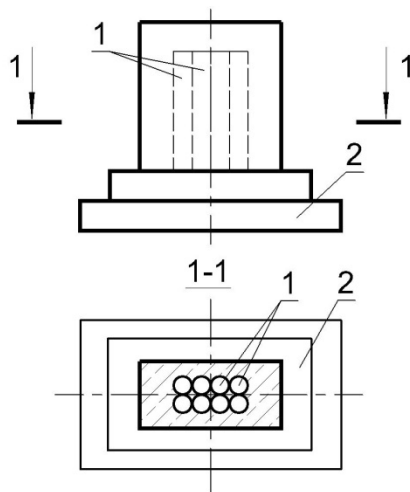


Рисунок 1.14 – Массивный фундамент с пустотообразователями:
 1 – фундамент; 2 – пустотообразователи

- если сооружение создает большие нагрузки на грунт, а верхние слои основания представлены значительной толщиной слабых грунтов, подстилаемых прочными породами;
- если сооружение передает на грунт значительные горизонтальные нагрузки;
- если на строительной площадке имеется высокое залегание подземных вод.

Для многоэтажных зданий используются следующие виды фундаментов глубокого заложения:

- свайные;
- опускные колодцы;
- фундаменты, возводимые способом «стена в грунте».

Свайные фундаменты – это группы или ряды свай, объединенных поверху распределительной плитой или балкой (рисунок 1.15). Распределительные плиты или балки, выполненные, как правило, из монолитного или сборного железобетона, называют *ростверками*. Если ростверк заглублен в грунт или его подошва расположена непосредственно на поверхности грунта, то его называют *низким свайным ростверком*, если подошва ростверка расположена выше поверхности грунта — *высоким свайным ростверком* (рисунок 1.16).

Для свайных фундаментов применяют различные виды свай. **Свая** – это погружаемый в готовом виде или изготавливаемый в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от здания (сооружения) на грунт основания. По способу устройства свай различают (рисунок 1.17) (А. Л. Готман, 2015; Р. А. Мангушев и др., 2011–2015):

1) сваи заводского изготовления, погружаемые в грунт в готовом виде;

2) сваи, изготавливаемые в грунте.

Готовые сваи (заводского изготовления) бывают:

1) сваи забивные, погружаемые в грунт с помощью молотов, а также вдавливающих и вибровдавливающих устройств без выемки грунта;

2) сваи-оболочки, погружаемые в грунт вибропогружателями без выемки или с частичной выемкой грунта (без заполнения внутренней полости бетонной смесью);

3) сваи-оболочки, погружаемые в грунт вибропогружателями с выемкой грунта (с заполнением внутренней полости бетонной смесью);

4) сваи винтовые.

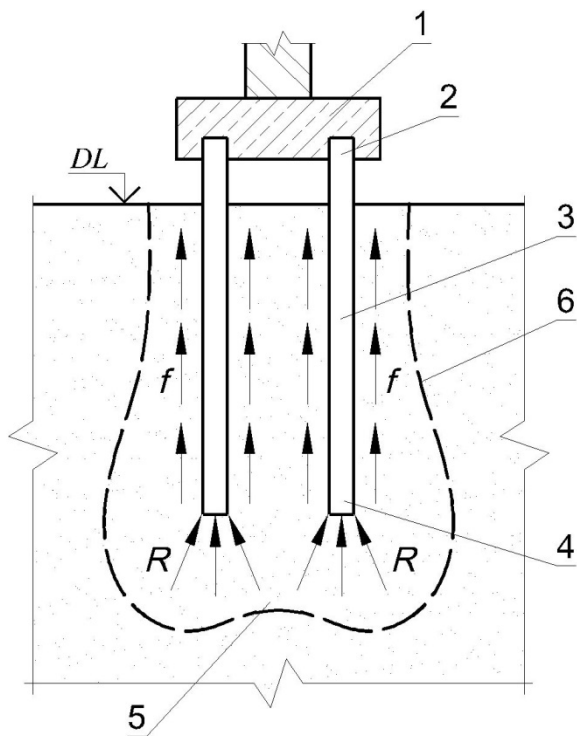


Рисунок 1.15 – Схема свайного фундамента:

1 – ростерк; 2 – оголовок (голова) сваи; 3 – ствол сваи;

4 – нижний конец (острие, пята) сваи; 5 – грунтовое основание;

6 – контуры деформируемой области в основании фундамента;

R – сопротивление грунта под нижним концом сваи; f – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи; DL – отметка планировки поверхности земли

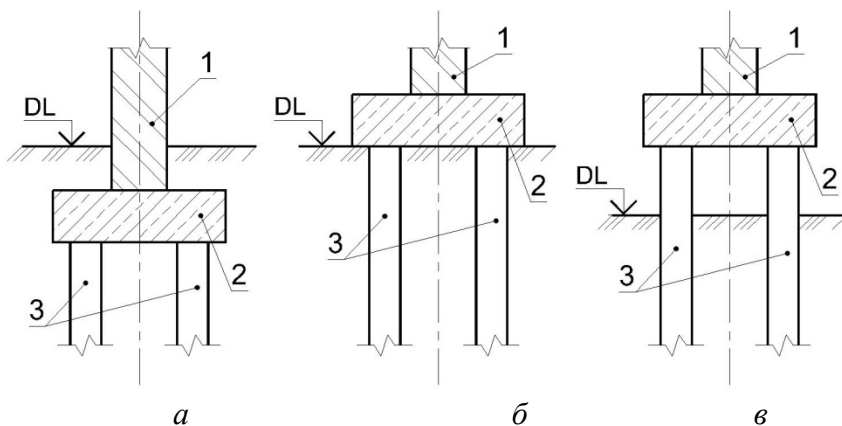


Рисунок 1.16 – Виды свайных ростверков:

а, б – низкий; *в* – высокий; 1 – вертикальная несущая конструкция здания; 2 – ростверк свайного фундамента; 3 – сваи; *DL* – отметка планировки поверхности земли

Сваи, изготавливаемые в грунте бывают:

- 1) сваи набивные, устраиваемые в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного отжатия (вытеснения) грунта;
- 2) сваи буровые, устраиваемые в грунте путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов.

По условиям взаимодействия с грунтом сваи подразделяют на сваи-стойки и висячие сваи. **Сваи-стойки** – сваи, пронзающие толщу сжимаемых грунтов и опирающиеся на практически несжимаемые скальные или малосжимаемые породы (грунты). К малосжимаемым относят крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и глины твердой консистенции с модулем общей деформации в водонасыщенном состоянии $E \geq 30000$ кПа (СП 22.13330.2011; СП 24.13330.2011). **Висячие сваи** – сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на основание боковой поверхностью и нижним концом (рисунок 1.18).

В зависимости от характера *размещения свай в плане* различают следующие виды свайных фундаментов (рисунок 1.19):

- фундамент с одиночной сваей;
- ленточный свайный фундамент (с размещением свай рядами);
- отдельно стоящий свайный фундамент (с размещением свай в виде кустов);
- свайно-плитный фундамент (с размещением свай в виде сплошного свайного поля).

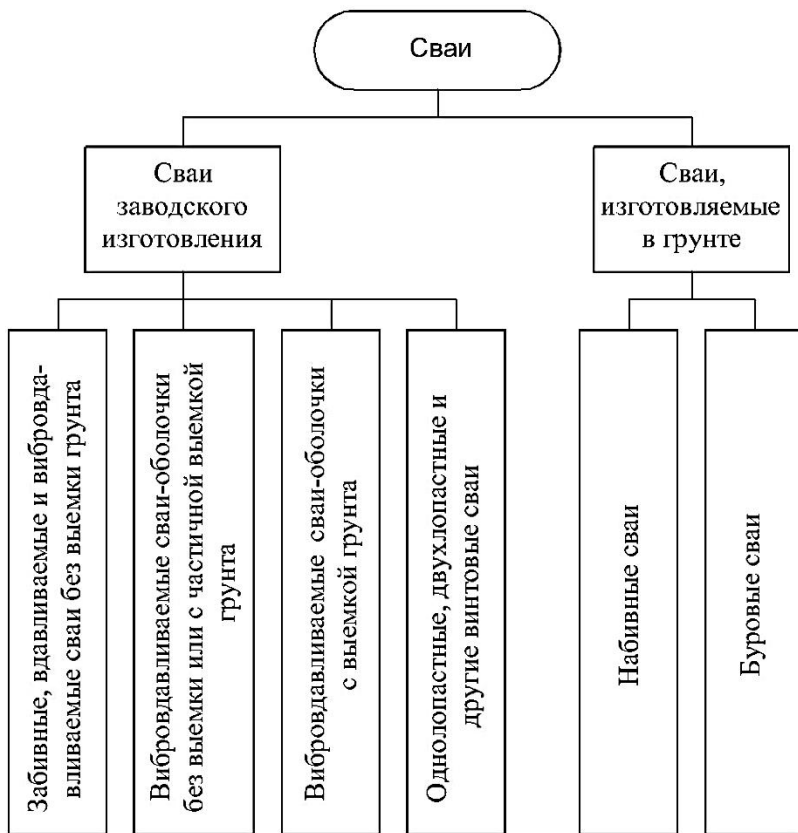


Рисунок 1.17 – Классификация свай по способу их устройства

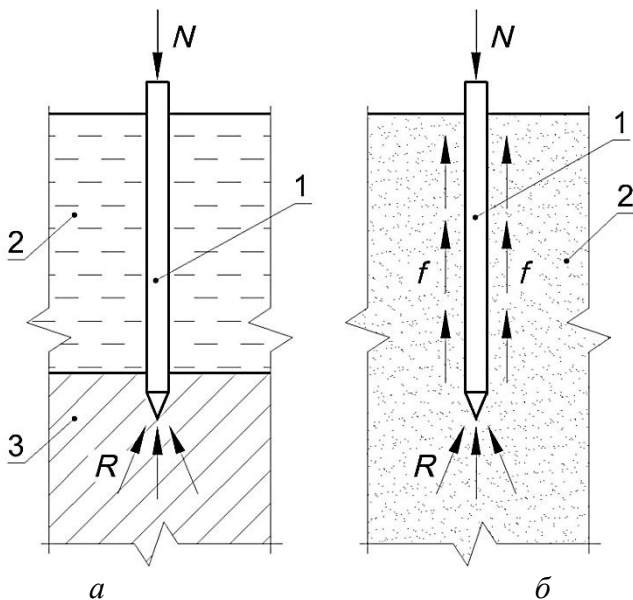


Рисунок 1.18 – Классификация свай по условиям взаимодействия с грунтом:

- a* – свая-стойка; *б* – висячая свая; 1 – свая; 2 – сжимаемый грунт;
 3 – несжимаемый скальный или малосжимаемый грунт;
 N – вертикальная нагрузка на сваю;
 R – сопротивление грунта под нижним концом сваи;
 f – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи

Фундаменты с одиночной свайей применяют под отдельно стоящие опоры (колонны), когда несущей способности одной сваи достаточно для передачи нагрузки на основание (рисунок 1.19, *a*). Разновидностью фундамента с одиночной свайей является *свая-колонна*. Такое конструктивное решение широко применяют при строительстве быстровозводимых и временных зданий (сооружений), чаще с использованием винтовых свай (А. И. Полищук, Ф. А. Максимов, 2015–2017).

Если сваи в фундаменте расположены в один или несколько рядов, то такой фундамент называют *ленточным свайным фундаментом* (рисунок 1.19, *б*). Ленточные свайные фундаме-

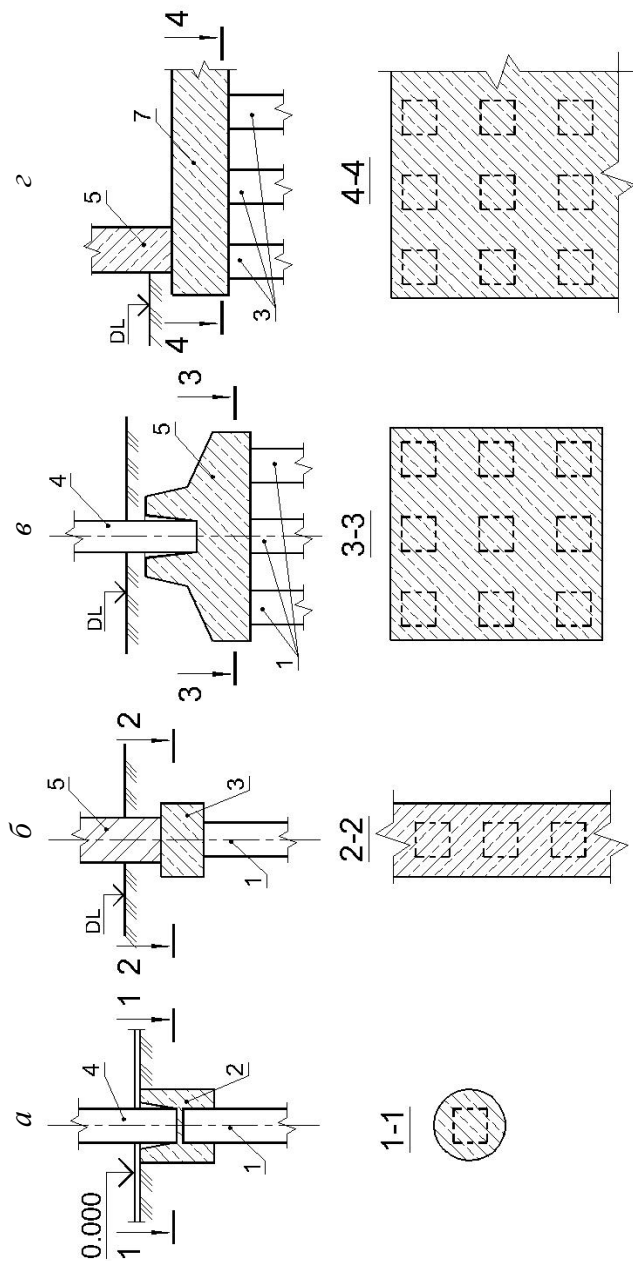


Рисунок 1.19 – Виды свайных фундаментов в зависимости от характера размещения свай в плане:

- а* – с одиночной свай; *б* – ленточный; *в* – отдельно стоящий; *г* – свайно-плитный; 1 – свая;
- 2 – ростверк железобетонный (из асбестоцементной трубы и монолитного бетона с армированием);
- 3 – ростверк железобетонный; 4 – колонна железобетонная;
- 5 – кирпичная стена; *DL* – отметка планировки поверхности земли

нты устраивают под стены зданий и другие протяженные строительные конструкции.

Отдельно стоящим свайным фундаментом принято называть фундамент, состоящий из группы (куста) свай (рисунок 1.19, в). Число свай в кусте может быть различным, обычно не менее трех, хотя в отдельных случаях допускается устройство кустов и из двух свай. Свайные кусты устраивают под колонны сооружений и опоры, передающие значительные вертикальные нагрузки.

Если фундамент состоит из свай, расположенных в определенном порядке под всем сооружением, его называют *свайно-плитным с размещением свай в виде сплошного свайного поля* (рисунок 1.19, г). Сплошные свайные поля устраивают, как правило, под тяжелые сооружения башенного типа, имеющие ограниченные размеры в плане.

Опускной колодец представляет собой замкнутую в плане, открытую сверху и снизу полую конструкцию, бетонируемую или собираемую из сборных элементов на поверхности планировки и погружаемую в грунт под действием собственного веса или дополнительной пригрузки. Процесс погружения опускного колодца вниз происходит по мере разработки грунта в его внутреннем пространстве (рисунок 1.20) (Г. В. Дегтярев и др., 2015). После погружения до проектной отметки внутреннюю полость опускного колодца могут полностью или частично заполнять бетоном и использовать его как фундамент глубокого заложения. Если внутреннее пространство опускного колодца обустраивают под помещения, то в этом случае формируют сооружение, которое в последующем классифицируют как подземное. Опускные колодцы могут быть выполнены из дерева, каменной или кирпичной кладки, бетона, железобетона, металла. Наибольшее распространение в современной практике строительства получили железобетонные опускные колодцы.

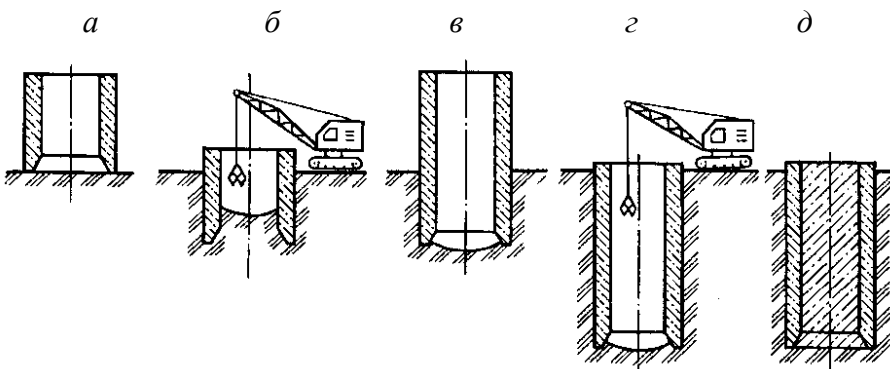


Рисунок 1.20 – Устройство опускного колодца из монолитного железобетона:

а – изготовление первого яруса опускного колодца на поверхности грунта; *б* – погружение первого яруса опускного колодца в грунта (под действием нагрузки от его собственного веса); *в* – наращивание второго яруса опускного колодца; *г* – погружение опускного колодца до проектной отметки, *д* – заполнение бетоном внутренней полости опускного колодца

По способу устройства стен опускные колодцы из железобетона подразделяют на монолитные и сборные. Опускные колодцы со стенами из монолитного железобетона рекомендуется применять в тех случаях, когда подземные помещения по технологическим требованиям имеют сложное очертание в плане и нет возможности изготовить сборные элементы. Монолитные опускные колодцы применяют и в тех случаях, когда необходимо проходить скальные грунты или грунты с большим числом валунов и когда сборный опускной колодец конструктивно более сложно выполнить, чем монолитный. Во всех других случаях рекомендуется сооружать опускные колодцы из сборных железобетонных элементов.

Фундаменты, возводимые способом «стена в грунте» предназначены для устройства обычно глубоких защитных стен, имеющих незначительную ширину (обычно до 0,5–1,0 м). Данный способ заключается в следующем. По контуру

сооружения отрывается узкая глубокая траншея, которая заполняется бетонной смесью или сборными железобетонными элементами. Способом «стена в грунте» могут устраиваться и опускные колодцы, которые в этом случае классифицируются как монолитные железобетонные и рассматриваются в виде фундамента глубокого заложения (рисунок 1.21). Эти конструкции особенно эффективны в грунтах с высоким стоянием уровня подземных вод, а также при возведении зданий, сооружений в условиях плотной городской застройки. Фундаменты типа «стена в грунте» отделяет массив, находящийся непосредственно у здания или сооружения, от окружающего пространства, что позволяет увеличить несущую способность основания и уменьшить их осадки, более эффективно использовать подземное городское пространство (А. Б. Пономарев и др., 2014; О. А. Шулятьев, 2016).

1.2.3 Комбинированные фундаменты

При реконструкции и восстановлении зданий довольно часто возникает необходимость усиления существующих фундаментов (П. А. Коновалов и др., 1988–2011; А. И. Полищук и др., 2000–2017; А. Л. Готман, 2006–2010; А. В. Нуждин и др., 2004–2012; Г. М. Скибин и др., 2003–2009; О. А. Шулятьев и др., 2010–2016 и др.). Одним из способов усиления фундаментов является увеличение их несущей способности путем передачи части нагрузки от надземных строительных конструкций на сваи. Образованный при этом фундамент обычно называют комбинированным (А. А. Петухов, 2005; А. А. Филиппович, 2013; А. А. Тарасов, 2014–2017; И. В. Семёнов, 2015 и др.).

Комбинированный фундамент представляет собой ленточный, отдельно стоящий или плитный (сплошной) фундамент, усиленный сваями. Устройство свай и передача на них нагрузки от фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий выполняется различными способами.

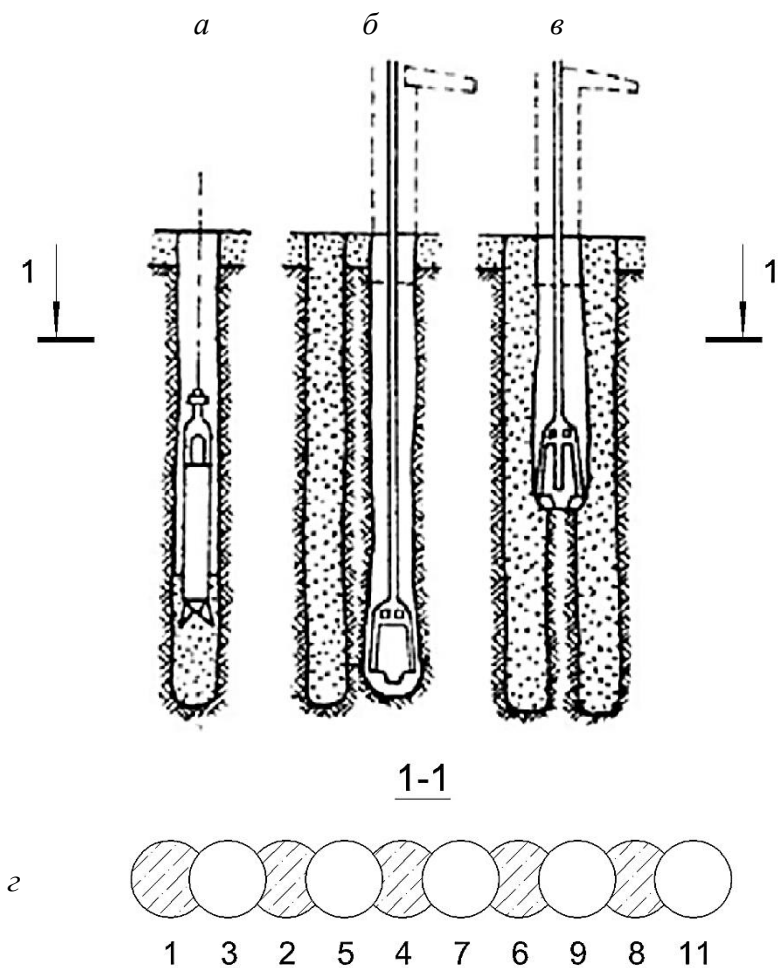


Рисунок 1.21 – Фундаменты, возводимые способом «стена в грунте»:
a – устройство выемки в виде скважины; *б* – заполнение скважины бетоном; *в* – разработка новой выемки между двумя забетонированными скважинами; *z* – порядок бетонирования скважин для устройства сплошной стены

Довольно часто при усилении фундаментов зданий используют различные виды свай, которые устраивают под их подошвой. Обычно в этом случае применяют составные сваи, вдавливаемые в грунт. Они могут быть металлическими, железобетонными и деревянными. При этом для получения проектной длины свай их вдавливают по частям (участками), которые наращивают (стыкуют) специальными способами. Иногда вместо составных свай при усилении фундаментов принимают инъекционные сваи, которые также размещают под их подошвой. Но для вдавливания инъекторов и наполнения скважин бетоном в плитной части фундаментов предварительно готовят отверстия, через которые ведется устройство инъекционных свай. Отверстия после устройства свай заделывают по специальной технологии (А. А. Филиппович, 2009–2011 и др.) (рисунок 1.22). Особенность работы устроенных свай под подошвой фундаментов заключается в том, что они существенным образом изменяют глубину напряженного состояния грунтов (глубину напряженной зоны) в основании. Однако ширина напряженной зоны грунтов в основании комбинированного фундамента остается неизменной (практически не меняется после усиления фундаментов).

В практике реконструкции и восстановления зданий при усилении фундаментов довольно часто используют примыкающие сваи, которые устраивают в непосредственной близости от их боковой поверхности (рисунок 1.23). Образованный в этом случае комбинированный фундамент имеет опорную площадь подошвы, превышающую существующий фундамент (до его усиления) за счет устройства дополнительных железобетонных обойм (балок). Устройство примыкающих свай при усилении фундаментов приводит к изменению размеров напряженной зоны в основании здания (ширины и ее глубины).

Все вышеизложенное свидетельствует о том, что работа комбинированного фундамента отличается от существующей

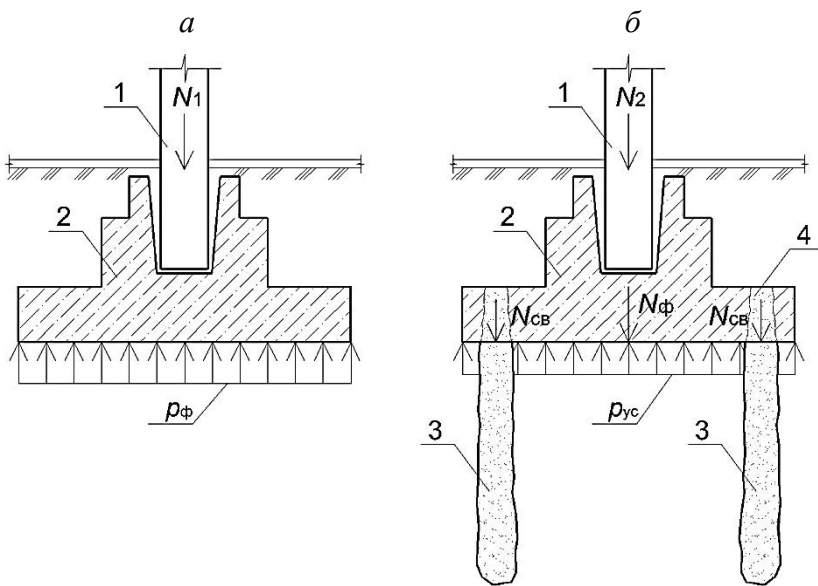


Рисунок 1.22 – Схема комбинированного фундамента, образованного путем устройства свай под его подошвой:

a, б – соответственно до и после усиления фундамента инъекционными сваями; 1 – колонна, 2 – отдельный фундамент;

3 – инъекционная составная (металлическая или железобетонная) свая;

4 – отверстие в плитной части фундамента для устройства

инъекционных свай; N_1 – нагрузка на фундамент до реконструкции здания;

N_2 – нагрузка на фундамент после реконструкции здания;

$N_ф$ – нагрузка, передаваемая на плитную часть отдельного фундамента;

$N_{св}$ – нагрузка, передаваемая на инъекционные сваи, p – давление

по подошве отдельного фундамента до его усиления,

$p_{ус}$ – давление по подошве отдельного фундамента после его усиления

(до его усиления) за счет изменения напряженного состояния грунтов в основании здания. Поэтому для правильной оценки его работы необходимо на этапе проектирования выполнять расчеты оснований и фундаментов (по двум группам предельных состояний) и прочности его материалов.

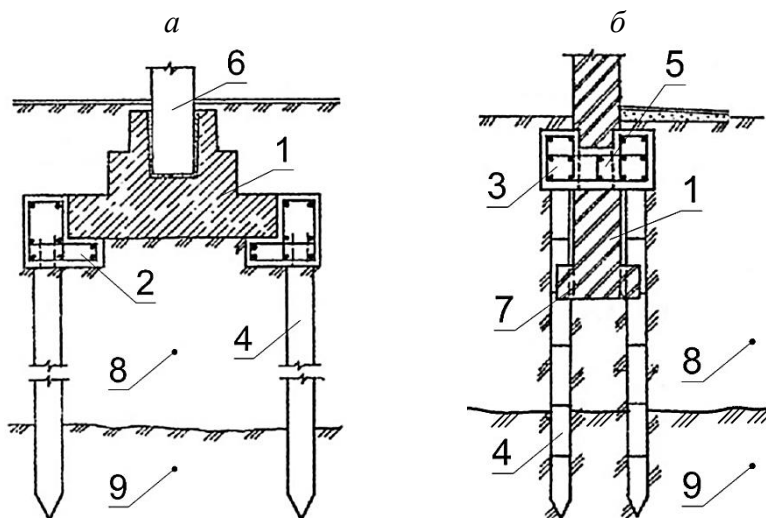


Рисунок 1.23 – Схема комбинированного фундамента, образованного устройством примыкающих свай:

a, б – соответственно для отдельного и ленточного фундамента;
 1 – усиливаемый фундамент; 2 – железобетонная обойма, устраиваемая по периметру фундамента; 3 – железобетонная балка устраиваемая вдоль стены здания; 4 – составные металлические сваи, погружаемые вдавливанием; 5 – железобетонные перемычки, устраиваемые с шагом 1,0–1,5 м; 6 – железобетонная колонна; 7 – сколотая поверхность плитной части фундамента; 8, 9 – соответственно слабый и прочный грунт

Таким образом, вышеизложенное дает общее представление об основных частях и элементах многоэтажного здания, которые используются при проектировании фундаментов.

1.3 Нагрузки, действующие на фундаменты проектируемого здания

Основные положения по определению (учету) нагрузок и воздействий на фундаменты многоэтажных зданий, а также их сочетаний определяются в соответствии с требованиями нормативных документов и рекомендациями другой технической литературы (Справочник геотехника, 2016; СП 20.13333.2011).

При проектировании оснований, фундаментов зданий и сооружений необходимо учитывать нагрузки, которые возникают при их строительстве и эксплуатации. Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные и расчетные значения.

Нормативные – это нагрузки, устанавливаемые соответствующими нормами проектирования, техническими условиями или заданием на проектирование. Нормативные нагрузки определяются по их номинальному значению как средние или из условий заданной обеспеченности.

Расчетные – это предельные (максимальные или минимальные) значения нагрузок в течение срока эксплуатации здания. Расчетные значения нагрузок определяются как нормативные значения, умноженные на коэффициент надежности по нагрузке γ_f . Этот коэффициент соответствует рассматриваемому предельному состоянию и учитывает возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений.

Все нагрузки в зависимости от продолжительности их действия подразделяются на постоянные и временные (рисунок 1.24).

К **постоянным** относятся нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения действуют постоянно: вес частей зданий и сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций, вес и давление грунтов и т. п.

К **временным** относят нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать. К ним относятся:

– **длительные** – нагрузки, изменения расчетных значений которых в течение расчетного срока службы здания пренебрежимо малы по сравнению с их средними значениями (вес стационарного оборудования, нагрузки на перекрытия в складских помещениях, библиотеках и т. д.);

– **кратковременные** – нагрузки, длительность действия расчетных значений которых существенно меньше срока службы здания (вес людей, материалов, продукции технологического назначения, снеговые, ветровые и т.д.);

– **особые** – нагрузки и воздействия, создающие аварийные ситуации с возможными катастрофическими последствиями (сейсмические, взрывные, вызванные деформациями основания с коренным изменением структуры грунта, отказ работы несущего элемента конструкций и т. д.).

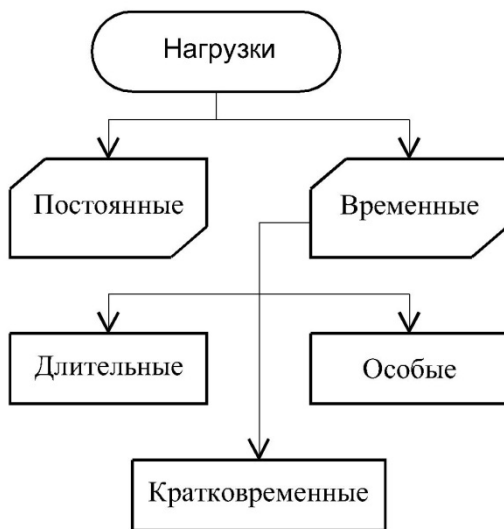


Рисунок 1.24 – Классификация нагрузок по продолжительности действия

Расчет оснований фундаментов зданий и сооружений по предельным состояниям (первой и второй групп) должен выполняться с учетом наиболее неблагоприятных **сочетаний нагрузок**. В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают следующие сочетания:

– **основные сочетания нагрузок**, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;

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

При проектировании фундаментов многоэтажного здания вопросом определения нагрузок уделяется особое внимание. При этом, в зависимости от грунтовых условий, района строительства, конструктивной схемы здания определяются постоянные, временные нагрузки на фундаменты здания, а также их сочетания. Нагрузки, как правило, устанавливаются в уровне отметки обреза фундамента, отметки наружной планировки или отметки пола подвала (цокольного, технического этажа). На этапе курсового проектирования фундаментов многоэтажного здания могут использоваться предварительно рассчитанные (проектной организацией либо отдельными специалистами) значения нагрузок, которые приводятся в задании, выдаваемого студентам.

Пример 1.1. Требуется выполнить сбор нагрузок на фундаменты наружной и внутренней стен шестиэтажного жилого дома с подвалом (рисунок 1.25).

Исходные данные. Конструктивная схема здания – бескаркасная (с несущими наружными и внутренними стенами). Стены здания выполнены из красного полнотелого кирпича. Толщина наружных стен первого этажа здания составляет 640 мм, внутренних – 510 мм. Во всех остальных этажах жилого дома наружные стены выполнены толщиной 510 мм, внутренние – 380 мм. Высота этажа 3 м. Кровля является плоской из железобетонных плит по стропильным балкам с техническим чердаком. Постоянные и временные нагрузки, действующие на несущие надземные строительные конструкции и передаваемые на фундаменты многоэтажного здания, приведены в таблице 1.1.

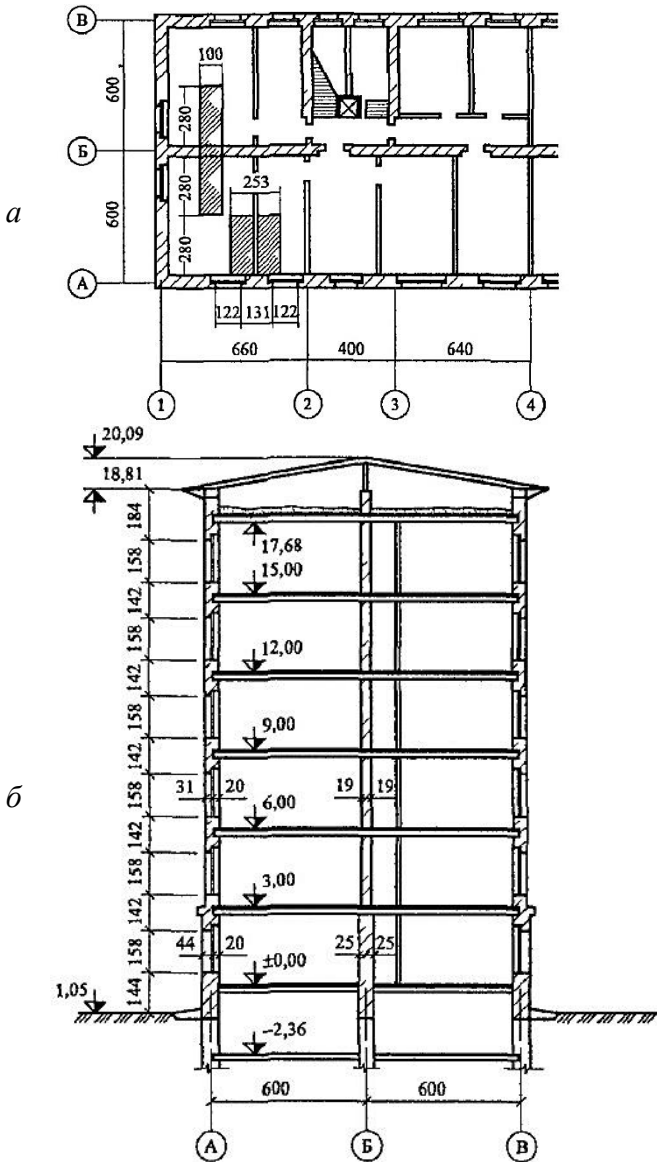


Рисунок 1.25 – Схема к определению нагрузок на фундаменты шестизэтажного жилого здания:
a – плана здания в осях 1–4; *б* – поперечный разрез здания

Таблица 1.1 – Постоянные и временные нагрузки, действующие на несущие надземные строительные конструкции шестизэтажного здания (пример 1.1)

№ п/п	Наименование нагрузки	Значение нагрузки
Постоянные нагрузки		
1	Вес покрытия (гидроизоляционный ковер, кровельный настил) $q_{п}$ (кПа)	1,8
2	Вес чердачного перекрытия с утеплителем $q_{ч}$ (кПа)	3,8
3	Вес междуэтажного перекрытия $q_{пер}$ (кПа)	3,6
4	Вес перегородок $q_{пр}$ (кПа)	1,0
5	Вес железобетонного карниза $q_{кр}$ (кН/м)	2,5
6	Вес наружной стены со второго этажа и выше $q_{н.ст2}$ (кН/м ²)	9,2
7	Вес цоколя и наружной стены 1 этажа $q_{н.ст1}$ (кН/м ²)	11,5
8	Вес внутренней стены со второго этажа и выше $q_{вн.ст2}$ (кН/м ²)	6,8
9	Вес внутренней стены 1 этажа $q_{вн.ст1}$ (кН/м ²)	9,2
10	Вес остекления $q_{ост}$ (кН/м ²)	0,4
Временные нагрузки		
11	Снеговая нагрузка S (кПа)	1,5
12	Равномерно распределенная полезная нагрузка на чердачное перекрытие $q_{п.чер}$ (кПа)	0,75
13	Равномерно распределенная полезная нагрузка на междуэтажное перекрытие $q_{п.пер}$ (кПа)	1,5

Решение. Грузовая площадь, передаваемая нагрузке на фундаменты несущей наружной стены по оси А, равна произве-

дению расстояния между осями оконных проемов 2,53 м на половину расстояния между стенами в свету $(6 - 0,2 - 0,19) \cdot 0,5 = 2,8$ м. Тогда величина грузовой площади под наружную стену составит:

$$F_A = 2,53 \cdot 2,08 = 7 \text{ м}^2.$$

Грузовая площадь под несущую внутреннюю стену шестиэтажного здания по оси Б равна:

$$F_B = (2,8 + 2,8) \cdot 1 = 5,6 \text{ м}^2.$$

Сбор и расчет нагрузок, действующих на фундаменты проектируемого шестиэтажного здания, выполняется с учетом численных значений постоянных и временных нагрузок (таблица 1.1), а также размеров грузовой площади рассматриваемых расчетных сечений (рисунок 1.25). Подробный расчет приведен в таблицах 1.2 и 1.3.

Таблица 1.2 – Сбор нагрузок на фундамент по оси А (пример 1.1)

№ п/п	Наименование нагрузки	Расчет нагрузки	Значение нормативной нагрузки N_{II} , кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Значение расчетной нагрузки N_f , кН/м
<i>Постоянные нагрузки</i>					
1	Вес покрытия	$N_p = q_p \cdot F_A = 1,8 \cdot 7 = 12,6$ кН	12,6	1,3	16,4
2	Вес чердачного перекрытия	$N_q = q_q \cdot F_A = 3,8 \cdot 7 = 26,6$ кН	26,6	1,1	29,3

Продолжение таблицы 1.2

№ п/п	Наименование нагрузки	Расчет нагрузки	Значение нормативной нагрузки $N_{н}$, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Значение расчетной нагрузки N_r , кН/м
3	Вес междуэтажных перекрытий (6 этажей)	$N_{пер} = q_{пер} \cdot F_A \cdot n = 3,6 \cdot 7 \cdot 6 = 151,2$ кН	151,2	1,1	166,4
4	Вес перегородок (6 этажей)	$N_{пр} = q_{пр} \cdot F_A \cdot n = 1 \cdot 7 \cdot 6 = 42$ кН	42	1,1	46,2
5	Вес карниза и стены выше чердачного перекрытия	$N_{кр} = (q_{кр} + h_{ст} \cdot b_{ст} \cdot q_{кирп.кл.}) \cdot 2,53 = (2,5 + 0,6 \cdot 0,51 \cdot 18) \cdot 2,53 = 20,3$ кН	20,3	1,1	22,4
6	Вес наружной стены со 2 этажа и выше при 40 % остекления	$N_{н.ст2} = q_{н.ст2} \cdot l_{н.ст} \cdot h_{н.ст2} \cdot 0,6 = 9,2 \cdot 2,53 \cdot 15 \cdot 0,6 = 209,5$ кН	209,5	1,1	230,5
7	Вес наружной стены 1 этажа и цоколя при 40 % остекления	$N_{н.ст1} = q_{н.ст1} \cdot l_{н.ст} \cdot h_{н.ст1} \cdot 0,6 = 11,5 \cdot 2,53 \cdot 4,05 \cdot 0,6 = 209,5$ кН	70,7	1,1	77,8
8	Вес остекления	$N_{ост} = q_{ост} \cdot l_{н.ст} \cdot h_{н.ст} \cdot 0,4 = 0,4 \cdot 2,53 \cdot 19,05 \cdot 0,4 = 209,5$ кН	7,8	1,1	8,6
<i>Итого</i>			540,7	–	597,6
<i>Временные нагрузки</i>					
1	Снеговая нагрузка	$N_{сн} = S \cdot F_A = 1,5 \cdot 7 = 10,5$ кН	10,5	1,4	14,7

Окончание таблицы 1.2

2	Полезная равномерно распределенная нагрузка на междуэтажные перекрытия	$N_{п.пер.} = q_{п.пер.} \cdot F_A \cdot n = 1,5 \cdot 7 \cdot 6 = 63 \text{ кН}$	63	1,3	81,9
3	Полезная равномерно распределенная нагрузка на чердачное перекрытие	$N_{п.чер.} = q_{п.чер.} \cdot F_A = 0,75 \cdot 7 = 5,25 \text{ кН}$	5,3	1,3	6,9
<i>Итого</i>			78,8	–	103,5
<i>Суммарная нагрузка</i>			619,5	–	701,1

Таблица 1.3 – Сбор нагрузок на фундамент по оси Б (пример 1.1)

№ п/п	Наименование нагрузки	Расчет нагрузки	Значение нормативной нагрузки $N_{н.}$, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Значение расчетной нагрузки N_r , кН/м
<i>Постоянные нагрузки</i>					
1	Вес покрытия	$N_{п.} = q_{п.} \cdot F_{Б} = 1,8 \cdot 5,6 = 10,1 \text{ кН}$	10,1	1,3	13,2
2	Вес чердачного перекрытия	$N_{ч.} = q_{ч.} \cdot F_{Б} = 3,8 \cdot 5,6 = 21,3 \text{ кН}$	21,3	1,1	23,5
3	Вес междуэтажных перекрытий (6 этажей)	$N_{пер.} = q_{пер.} \cdot F_{Б} \cdot n = 3,6 \cdot 5,6 \cdot 6 = 121 \text{ кН}$	121	1,1	133,1
4	Вес перегородок (6 этажей)	$N_{пр.} = q_{пр.} \cdot F_{Б} \cdot n = 1 \cdot 5,6 \cdot 6 = 33,6 \text{ кН}$	33,6	1,1	37

Продолжение таблицы 1.3

№ п/п	Наименование нагрузки	Расчет нагрузки	Значение нормативной нагрузки N_{II} , кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Значение расчетной нагрузки N_r , кН/м
5	Вес внутренней стены со 2 этажа и выше, включая чердак, при площади дверных проемов 7,5 % от площади кладки	$N_{вн.ст2} = q_{вн.ст2} \cdot l_{вн.ст} \cdot h_{вн.ст2} \cdot 0,925 = 6,8 \cdot 1 \cdot 15,6 \cdot 0,925 = 98,2 \text{ кН}$	98,2	1,1	108,1
6	Вес внутренней стены 1 этажа и цоколя, при площади дверных проемов 7,5 % от площади кладки	$N_{вн.ст1} = q_{вн.ст1} \cdot l_{вн.ст} \cdot h_{вн.ст1} \cdot 0,925 = 9,2 \cdot 1 \cdot 4,05 \cdot 0,925 = 34,5 \text{ кН}$	34,5	1,1	38
<i>Итого</i>			318,7	–	352,9
<i>Временные нагрузки</i>					
1	Снеговая нагрузка	$N_{сн} = S \cdot F_B = 1,5 \cdot 5,6 = 8,4 \text{ кН}$	8,4	1,4	11,8
2	Полезная равномерно распределенная нагрузка на междуэтажные перекрытия	$N_{п.пер.} = q_{п.пер.} \cdot F_B \cdot n = 1,5 \cdot 5,6 \cdot 6 = 50,4 \text{ кН}$	50,4	1,3	65,6
3	Полезная равномерно распределенная нагрузка на чердачное перекрытие	$N_{п.чер.} = q_{п.чер.} \cdot F_B = 0,75 \cdot 5,6 = 5,25 \text{ кН}$	4,2	1,3	5,5
<i>Итого</i>			63	–	82,9
<i>Суммарная нагрузка</i>			381,7	–	435,8

Таким образом, вышеизложенное дает общее представление о постоянных и временных нагрузках, действующих на фундаменты шестиэтажного здания.

Контрольные вопросы

- 1. Какие здания относятся к многоэтажным и высотным?*
- 2. Что понимается под конструктивной схемой и какие бывают конструктивные схемы зданий?*
- 3. Что понимается под объемно-планировочной схемой и какие бывают объемно-планировочные схемы зданий?*
- 4. Дайте определение подвального, цокольного и технического этажей здания?*
- 5. Дайте определение фундамента и основания здания (сооружения)?*
- 6. Какие основные виды фундаментов применяют при строительстве зданий и сооружений?*
- 7. Фундаменты мелкого заложения – назовите определение и основные их виды?*
- 8. Дайте характеристику отдельным (отдельно стоящим) фундаментам мелкого заложения для зданий, сооружений?*
- 9. Дайте характеристику ленточным фундаментам мелкого заложения для зданий, сооружений?*
- 10. Дайте характеристику сплошным (плитным) фундаментам мелкого заложения для зданий, сооружений?*
- 11. Дайте определение фундаментов глубокого заложения?*
- 12. Что такое свая (сваи) и как они подразделяются по способу устройства?*
- 13. Свайные фундаменты – назовите определение и рекомендуемую область применения?*
- 14. Как классифицируются сваи по условиям их взаимодействия с грунтом?*
- 15. Что такое опускные колодцы и их рекомендуемая область применения?*

16. Охарактеризуйте работу фундаментов, устраиваемых способом «стена в грунте»?

17. Комбинированные фундаменты – дайте характеристику и назовите рекомендуемую область применения?

18. Назовите, какие нагрузки, действующие на фундаменты, называют нормативными?

19. Назовите, какие нагрузки, действующие на фундаменты, называют расчетными?

20. Для какой цели, при расчете оснований и фундаментов зданий, выполняется сочетания нагрузок? Какие при этом различают сочетания нагрузок?

2 ОЦЕНКА ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

2.1 Общие сведения о грунтах и грунтовых условиях строительства

Грунты – любые горные породы, почвы, осадки и техногенные образования, рассматриваемые как многокомпонентные динамические системы и как часть геологической среды, изучаемые в связи с инженерно-хозяйственной деятельностью человека (ГОСТ 25100.2011). **Термин «грунт»** обычно широко применяется в строительстве. В других отраслях инженерно-хозяйственной деятельности человека (например, горной, геолого-разведочной, инженерно-геологической и др.) широко используется термин «горная порода». При описании результатов инженерно-геологических изысканий и **грунтовых условий** строительства применяются одновременно оба термина – «горная порода» и «грунт».

При проектировании оснований и фундаментов многоэтажных зданий предварительно изучаются материалы инженерно-геологических изысканий и на их основе дается оценка грунтовых условий площадок строительства. **Под оценкой грунтовых условий** понимается обобщение результатов исследований свойств грунтов, выполненных на стадии инженерно-геологических изысканий, и выявление возможности их использования в качестве основания фундаментов зданий или сооружений. Оценка грунтовых условий площадок строительства производится по результатам описания геоморфологии, литологического строения и инженерно-геологических разрезов, а также данным о физико-механических свойствах грунтов и гидрогеологических условий строительства, которые приводятся в отчетах (заключениях) по инженерно-геологическим изысканиям. От качества и полноты материалов изысканий во многом зависят надежность и экономичность принимаемых в проекте решений по основаниям и фун-

даментам многоэтажных зданий (сооружений) (М. С. Захаров, Р. А. Мангушев, 2014; А. И. Полищук, 2016).

При оценке грунтовых условий площадок строительства все грунты в основании фундаментов зданий условно разделяют на прочные и слабые.

К **прочным** относятся грунты, которые могут служить основанием сооружений и обеспечивают их нормальную эксплуатацию: крупнообломочные грунты; плотные и средней плотности пески; твердые и пластичные глинистые грунты с расчетным сопротивлением грунта основания $R_0 > 200$ кПа, модулем деформации $E > 5$ МПа.

К **слабым** относятся грунты, которые дают под нагрузкой значительные деформации (осадки) и не могут служить основанием сооружений без предварительных мероприятий: рыхлые пески; текучепластичные и текучие глинистые грунты, а также водонасыщенные глинистые грунты, у которых расчетное сопротивление грунта основания $R_0 < 150$ кПа, модуль деформации $E \leq 5$ МПа (Н. А. Цытович, 1963–1983 и др.).

Грунты поверхностной части земной коры (в пределах глубины до 15–20 м и более) обычно являются *основанием* для зданий (сооружений). Основание может быть *естественным* и *искусственным* (улучшенным).

Естественное основание – обычный природный грунт, используемый как опора фундаментов, без предварительной подготовки.

Искусственное основание – преобразованный, либо замененный грунт, используемый как опора фундаментов.

В зависимости от условий напластования грунтов основания обычно подразделяются на *однородные*, *слоистые* и *резко неоднородные* (рисунок 2.1).

Однородным называют основание, сжимаемая толща которого включает только один слой грунта (рисунок 2.1, *а*), **слоистым** – несколько слоев грунта (рисунок 2.1, *б*, *в*). Основание называют **резко неоднородным**, если сжимаемая толща включает несколько слоев грунта, а также линзы и прослойки, сжимаемость которых значительно отличается друг от друга

(рисунок 2.1, *г*). Слоистые основания бывают с *согласным* и *несогласным* залеганием. *Согласное залегание* – это такое залегание грунтов в основании, при котором простирающиеся отдельные слои грунта близко к горизонтальному (рисунок 2.1, *б*); *несогласное залегание* – слои грунта в основании залегают невыдержанно, имеют наклон, выклинивание и пр. (рисунок 2.1, *в*).

Возведение любого многоэтажного здания, сооружения производится на строительной площадке, которая предварительно готовится для этой цели. При этом здание, сооружение и грунты основания рассматриваются обычно как единая система «основание – фундамент – надземные строительные конструкции». Слой грунта, на который опирается фундамент, называется *несущим*, а слои грунта, расположенные ниже несущего слоя – *подстилающими* (рисунок 2.2).

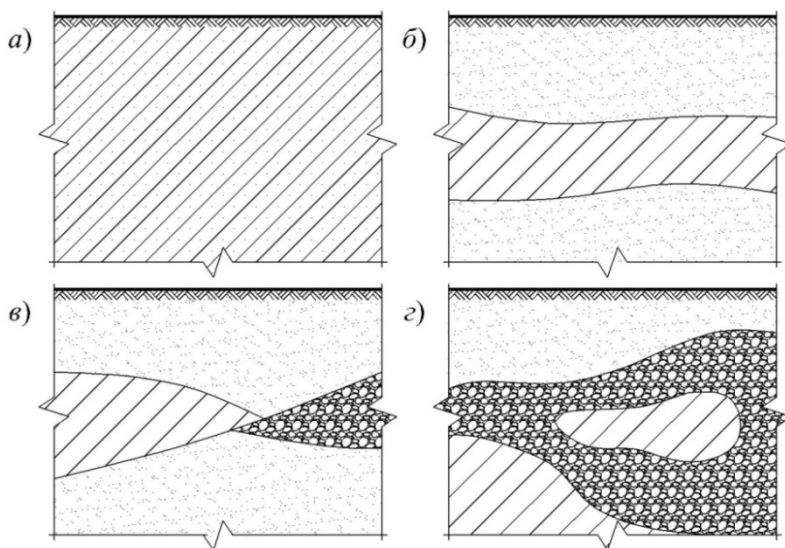


Рисунок 2.1 – Схемы основания с различным напластованием грунтов:
а – однородное; *б* – слоистое с согласным напластованием грунтов; *в* – слоистое с несогласным напластованием грунтов; *г* – резко неоднородное

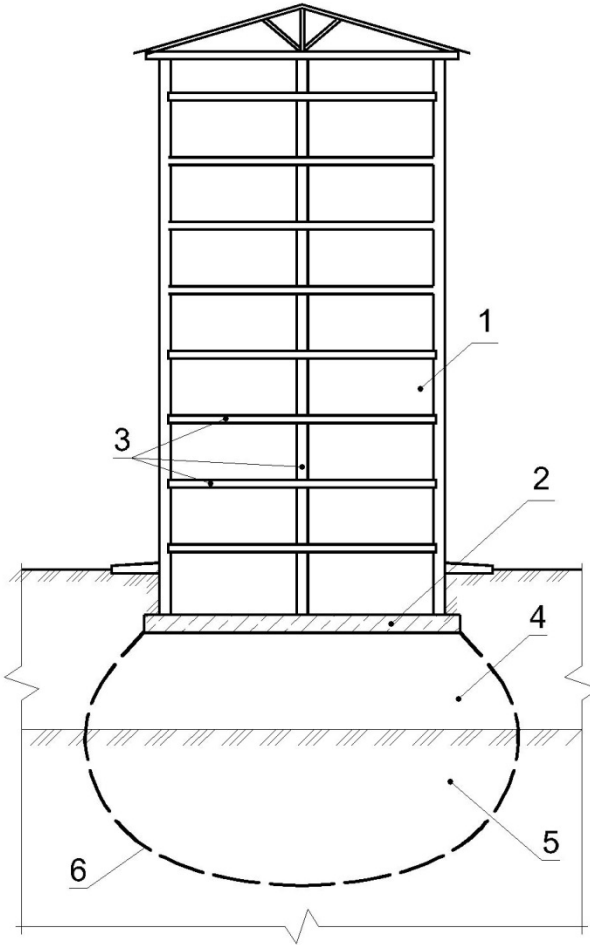


Рисунок 2.2 – Система «основание – фундамент – надземные строительные конструкции», используемая для оценки работы и проектирования многоэтажного здания:

- 1 – многоэтажное здание; 2 – фундамент здания; 3 – надземные строительные конструкции; 4 – несущий слой основания фундамента;
- 5 – подстилающий слой основания фундамента;
- 6 – контуры деформируемой области основания фундамента

Размеры подошвы фундаментов зданий (сооружений), проектируемых на дисперсных (нескальных) грунтах, обычно назначают, используя характеристику расчетного сопротивления грунта основания R , кПа. **Расчетное сопротивление грунта основания R** , кПа – это такое безопасное давление на грунт p , при котором сохраняется практически линейная зависимость на графике $S = f(p)$ между осадкой фундамента S и давлением p по его подошве (рисунок 2.3). Основной подход к определению характеристики R изложен в параграфе 3.4, которая вычисляется по формуле (3.5) настоящего учебного пособия. Углубленная информация о расчетном сопротивлении R приведена в работах (Н. А. Цытович, 1970; А. И. Полищук, 1990–2000; А. В. Пилягин, 2003–2014 и др.). Предварительные размеры подошвы фундамента можно определить с использованием *табличных* значений расчетного сопротивления грунта основания R_0 (таблица 2.1–2.3).

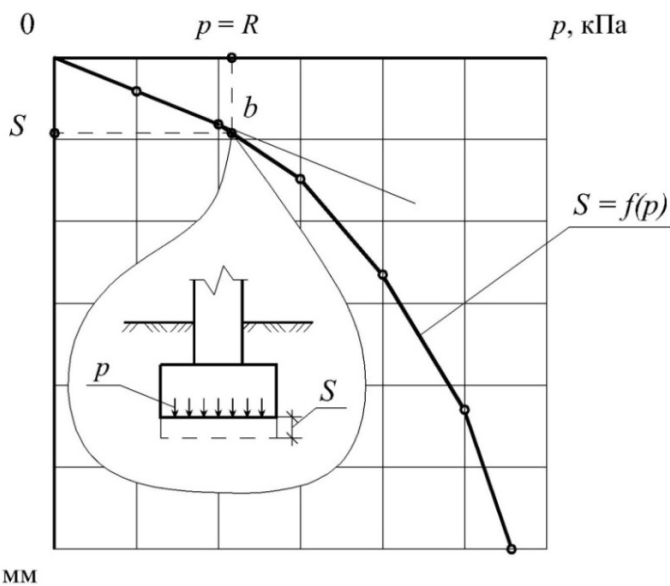


Рисунок 2.3 – Характерная зависимость осадки фундамента S от прикладываемого давления p по его подошве, используемая при обосновании расчетного сопротивления грунтового основания R

Таблица 2.1 – Расчетные сопротивления R_0 песков (данные СП 22.13330.2011)

Вид песчаного грунта	Значения R_0 в зависимости от плотности сложения песков, кПа	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие: <i>маловлажные</i> <i>влажные и</i> <i>насыщенные водой</i>	400 300	300 200
Пылеватые: <i>маловлажные</i> <i>влажные</i> <i>насыщенные водой</i>	300 200 150	250 150 100

Таблица 2.2 – Расчетные сопротивления R_0 глинистых (непросадочных) грунтов (данные СП 22.13330.2011)

Вид глинистого грунта	Коэффициент пористости e	Значения R_0 при показателе текучести грунта, кПа	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Наиболее надежными основаниями для зданий (сооружений) являются: однородные и слоистые основания с согласным залеганием грунтов (рисунок 2.1, *а, б*). У таких оснований обычно модуль деформации грунтов $E > 5 \text{ МПа}$ и табличные значения расчетного сопротивления грунта основания $R_0 \geq 200 \text{ кПа}$. Из слоистых оснований предпочтительнее те, у которых сжимаемость с глубиной уменьшается. Основания, у которых сжимаемость с глубиной увеличивается, менее благоприятны для возведения зданий (сооружений), особенно на сплошных плитах и с различной глубиной заложения фундаментов.

Возможность использования структурно-неустойчивых грунтов в качестве основания устанавливается после дополнительных исследований специфических свойств (просадочных, набухающих и др.) и назначения специальных мероприятий при возведении многоэтажных зданий (конструктивных, водо-защитных, противопучинистых и др.) (Пособие к СНиП 2.02.01–83, 1986; СП 22.13330.2011; Справочник геотехника, 2016 и др.).

На основании анализа материалов инженерно-геологических изысканий, имеющихся в отчетах, заключениях и других документах, проектировщикам (студентам, аспирантам) необходимо оценить грунтовые условия строительства здания (сооружения) и **дать ответы на следующие вопросы:**

- могут ли грунты рассматриваемой строительной площадки служить основанием для фундаментов многоэтажных зданий (сооружений) и какой грунт (инженерно-геологический элемент (ИГЭ)) может быть использован в качестве несущего слоя;
- какие виды фундаментов наиболее предпочтительны в рассматриваемых грунтовых условиях (учитывая конструктивные особенности проектируемого здания);
- будут ли изменяться свойства грунтов в период эксплуатации многоэтажного здания, сооружения под влиянием развития естественных процессов и техногенных воздействий.

Таблица 2.3 – Расчетные сопротивления R_0 просадочных грунтов
(данные СП 22.13330.2011)

Грунты	Значения R_0 грунтов, кПа			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	300/150	350/180	200	250
Суглинки	350/180	400/200	250	300

Примечание: В числителе приведены значения R_0 , относящиеся к незамоченным просадочным грунтам с коэффициентом водонасыщения $S_r \leq 0,5$; в знаменателе значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$; а также к замоченным просадочным грунтам.

Таким образом, оценка грунтовых условий площадки строительства дает возможность проектировщику (студенту, аспиранту) выбрать наиболее рациональный вид фундамента с точки зрения их надежности и экономичности.

2.2 Физико-механические характеристики и классификационные показатели грунтов

2.2.1 Физические характеристики грунтов

Физические характеристики – это совокупность характеристик, с помощью которых грунт оценивается как физическое тело. Разнообразие состава, строения и состояния грунтов делает неизбежным введение значительного числа таких характеристик. Некоторые из них непосредственно применяются в расчетах оснований и грунтовых сооружений. Физические характеристики подразделяют на *основные* и *дополнительные*.

К **основным** физическим характеристикам, которые устанавливаются экспериментально, относятся (Н. А. Цыгович, 1963–1983; З. Г. Тер-Мартirosян, 2000–2005; Р. А. Мангушев и др., 2009 и др.):

1. Плотность грунта ρ (г/см³, т/м³) – отношение массы грунта (включая массу воды в порах) к занимаемому этим грунтом объему. Наиболее вероятные пределы изменения ρ для проектирования фундаментов зданий: $\rho = 1,65–2,1$ г/см³ (т/м³).

2. Плотность частиц грунта ρ_s (г/см³, т/м³) – отношение массы твердых частиц грунта (абсолютно сухого грунта) к их объему. Эта характеристика зависит только от минерального состава. Для одного и того же грунта характеристика ρ_s практически постоянная величина. Наиболее вероятные пределы изменения ρ_s составляют $\rho_s = 2,65–2,75$ г/см³ (т/м³).

3. Влажность грунта W (% д. ед.) – отношение массы воды к массе твердых частиц грунта. Влажность определяется с помощью взвешивания массы грунта до и после высушивания в термостате при температуре 105 °С. Наиболее вероятные пределы изменения W для проектирования фундаментов зданий составляют: пески, супеси, суглинки, глины $W = 4–40$ % (0,04–0,4); илы, торфы $W = 4–100$ % (0,04–1,0).

К **дополнительным** физическим характеристикам грунтов, определяемых расчетом, относятся:

4. Плотность сухого грунта ρ_d (плотность скелета грунта) (г/см^3 , т/м^3) – отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему (включая имеющиеся в этом грунте поры) (г/см^3 , т/м^3).

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}, \quad (2.1)$$

где ρ – плотность грунта, г/см^3 ;
 W – влажность грунта, д. ед.

Этот показатель используется для косвенной оценки плотности сложения песчаных и плотности глинистых грунтов и изменяется чаще в пределах $\rho_d = 1,15\text{--}1,8 \text{ г/см}^3$ (т/м^3).

5. Коэффициент пористости e – отношение объема пор к объему твердых частиц грунта.

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (2.2)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см^3 ;
 ρ_d – то же, что и в формуле (2.1).

Параметр e характеризует плотность сложения песчаных грунтов и изменяется обычно в пределах $e = 0,5\text{--}1,0$.

6. Коэффициент водонасыщения S_r (степень влажности) – характеризует степень заполнения объема пор грунта водой.

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e}, \quad (2.3)$$

где ρ_s , W , e – обозначения те же, что и в формулах (2.1), (2.2);

ρ_w – плотность воды, принимаемая равной $1,0 \text{ г/см}^3$ (т/м^3).

Этот показатель используется для классификации *крупнообломочных и песчаных грунтов* и изменяется в пределах $S_r = 0-1,0$.

7. Плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды ρ_{sb} . Для грунтов, в порах которых имеется свободная и гидравлически непрерывная вода, его частицы испытывают взвешивающее действие воды в соответствии с законом Архимеда. Обычно такое явление проявляется в случае, когда грунты залегают ниже уровня подземных вод. Плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды ρ_{sb} вычисляется по формуле:

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}, \quad (2.4)$$

где ρ_w – плотность воды, принимаемая $\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$.

Характеристика ρ_{sb} используется для определения напряжений в грунте под действием его собственного веса на отметках ниже уровня подземных вод. Показатель ρ_{sb} обычно определяется для крупнообломочных и песчаных грунтов, реже для глинистых (супесей, суглинков легких). В плотных суглинках и глинах взвешивающее действие воды проявляется сложным образом и в расчетах не учитывается. Обычно считается, что при коэффициенте фильтрации грунта менее 10^{-8} см/с ($K_f < 10^{-8} \text{ см/с}$), грунт является водоупором и взвешивающее действие поровой воды на его частицы отсутствует. Водоупор – слой грунта, не пропускающий воду.

Кроме рассмотренных выше физических характеристик (*основных и дополнительных*), для оценки грунтов используется целый ряд показателей, которые называют *классификационными показателями грунтов*.

2.2.2 Классификационные показатели грунтов

Классификационные показатели – это совокупность характеристик, с помощью которых осуществляется классификация дисперсных (нескальных) грунтов. К ним относятся следующие показатели (ГОСТ 25100.2011):

1. Число пластичности I_p (% , д. ед.) – разность влажностей, соответствующая двум состояниям грунта: на границе текучести W_L и на границе раскатывания (пластичности) W_p .

$$I_p = W_L - W_p, \quad (2.5)$$

где W_L – **влажность на границе текучести** – влажность, при увеличении которой глинистый грунт переходит из пластичного состояния в текучее, %, д. ед.;

W_p – **влажность на границе раскатывания** – это влажность, при уменьшении которой глинистый грунт переходит из пластичного состояния в твердое, %, д. ед.

Значения W_L , W_p определяются экспериментально. Влажность на границе текучести W_L соответствует такой влажности грунта, при которой стандартный конус массой 76 г с углом при вершине 30° погружается в образец на глубину 10 мм за 5 с. Влажность на границе раскатывания (пластичности) W_p называется влажностью грунта, при которой он теряет способность раскатываться в жгут диаметром 2–3 мм и распадается на фрагменты длиной до 10 мм.

Показатель I_p определяется только для *глинистых грунтов* и служит для установления их наименования.

В общем случае под **пластичностью** понимают способность глинистых грунтов изменять свою форму (деформироваться) без разрыва сплошности.

2. Показатель текучести I_L (д. ед.) – показатель состояния (консистенции) глинистого грунта, определяемый по формуле:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{W - W_p}{I_p}, \quad (2.6)$$

где W, W_L, W_p – обозначения те же, что и в формулах (2.1), (2.5).

Показатель I_L характеризует состояние (консистенцию) глинистого грунта.

3. Гранулометрический (зерновой) состав – относительное содержание по массе отдельных фракций (частиц различной крупности) по отношению к общей массе абсолютно сухого грунта. Гранулометрический (зерновой) состав определяется экспериментально.

4. Степень плотности песков I_d (плотность сложения) определяется по формуле

$$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}, \quad (2.7)$$

где e – обозначение то же, что и в формуле (2.2);

e_{max} – коэффициент пористости в предельно-рыхлом сложении;

e_{min} – коэффициент пористости в предельно-плотном сложении.

По показателю I_d подразделяют *пески искусственного сложения* на слабоуплотненные, среднеуплотненные и сильноуплотненные.

При проектировании фундаментов для промышленного и гражданского строительства плотность сложения песка I_d ча-

сто определяется в зависимости от коэффициента пористости e . При таком подходе пески классифицируются на плотные, средней плотности и рыхлые.

Для практических расчетов оснований и земляных сооружений используют характеристику *удельного веса грунта* γ , которая выражается в ньютонах (килоньютонах) на кубический метр (Н/м^3 , кН/м^3).

Расчетное значение *удельного веса грунта* γ определяется путем умножения плотности грунта ρ на ускорение свободного падения $g = 9,81 \text{ м/с}^2 \approx 10 \text{ м/с}^2$:

$$\gamma = \rho \cdot g. \quad (2.8)$$

Соответственно, расчетом устанавливаются *удельный вес частиц грунта* γ_s (кН/м^3) и *удельный вес сухого грунта* γ_d (кН/м^3):

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g, \quad (2.9)$$

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g. \quad (2.10)$$

Если грунт находится ниже уровня подземных вод, то определяется *удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды* γ_{sw} .

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.11)$$

где γ_s , e – обозначения те же, что и в формулах (2.2)–(2.9);

γ_w – удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 .

Характеристика γ_{sb} также определяется для крупнообломочных, песчаных и глинистых грунтов (например, супесей, иногда легких суглинков), которые не являются *водоупором*.

Основные физические характеристики (ρ , ρ_s , W) и классификационные показатели (I_L , I_p , *гранулометрический состав и др.*) обычно задаются в задании на выполнение курсового проекта, выпускной квалификационной работы. В отдельных случаях характеристики физического состояния грунтов, необходимые для оценки грунтовых условий площадки строительства, могут устанавливаться расчетом либо косвенно с использованием специальных таблиц и рекомендаций.

2.2.3 Механические характеристики грунтов

Для оценки сжимаемости, прочности, устойчивости и водопроницаемости оснований фундаментов многоэтажных зданий необходимо иметь механические характеристики грунтов. Различают *деформационные, прочностные и фильтрационные* характеристики, которые составляют группу механических характеристик грунтов (Н. А. Цытович, 1963–1983 и др.).

Деформационные характеристики – это характеристики грунтов, которые определяют их способность сопротивляться развитию осадок, горизонтальных смещений и др. К основным деформационным характеристикам грунтов относят: E – *модуль деформации, МПа*, m_o – *коэффициент сжимаемости, МПа⁻¹*, m_v – *коэффициент относительной сжимаемости, МПа⁻¹*.

Эти характеристики (E , m_o , m_v) используются при расчете осадок оснований фундаментов зданий и сооружений. Модуль деформации грунта E довольно часто определяют по результатам испытаний грунтов в компрессионных приборах. В этом случае характеристику E принято обозначать E_k . Между характеристиками m_o и E_k существует функциональная зависимость, которую можно записать в виде формулы:

$$E_k = \beta \cdot \frac{1 + e}{m_o}, \quad (2.12)$$

где e – то же, что и в формуле (2.2);

β – безразмерный коэффициент, зависящий от деформируемости грунта в поперечном направлении ($\beta = 0,74$ – для песков и супесей, $\beta = 0,62$ – для суглинков, $\beta = 0,4$ – для глин).

Формула (2.12) позволяет установить значения модуля деформации грунтов E_k по результатам проведения компрессионных испытаний. Однако следует отметить, что при расчете осадок оснований фундаментов значения модуля деформации E_k , полученные по результатам компрессионных испытаний, практически для всех разновидностей грунтов (за исключением сильносжимаемых) получаются заниженными. Поэтому они могут использоваться для сравнительной оценки сжимаемости грунтов строительной площадки или для оценки их неоднородности по сжимаемости.

В расчетах осадок оснований фундаментов данные по характеристикам E_k следует корректировать на основе сопоставительных испытаний тех же грунтов в полевых условиях жесткими штампами. Значения модуля деформации грунта E с учетом корректирующих коэффициентов m_k , определяются выражением:

$$E = m_k E_k, \quad (2.12a)$$

Для четвертичных супесей, суглинков и глин можно принимать значения корректирующих коэффициентов m_k по таблице 2.4. При этом значения модуля деформации грунта E необходимо определять в интервале давлений 0,1–0,2 МПа (А. И. Агишев, 1957; М. Ю. Абелев, 1971 и др.). Следует также отметить, что в последние годы появился целый ряд работ, которые свидетельствуют о существенном отличии коэффициентов m_k от рекомендованных нормативными документами и ведущими специалистами. Следовательно, исследования по уточнению значений коэффициента m_k должны продолжаться с учетом региональных особенностей грунтов и методики проведения экспериментов (Пособие к СНиП 2.02.01–83, 1986; А. И. Полищук, М. В. Балюра, В. В. Фурсов, 1971–2007; Г. Г. Болдырев, М. В. Малышев, 2003–2010 и др.).

Таблица 2.4 – Корректирующие коэффициенты m_k для аллювиальных, делювиальных, озерных и озерно-аллювиальных четвертичных грунтов при показателе текучести $I_L \leq 0,75$ (данные Пособия к СНиП 2.02.01–83)

Грунт	Значения m_k при коэффициенте пористости грунта e , равном						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	4	4	3,5	3	2	–	–
Суглинок	5	5	4,5	4	3	2,5	2
Глина	–	–	6	6	5,5	5	4,5

Примечание: Для промежуточных значений e допускается определять коэффициент m_k по интерполяции.

Прочностные характеристики – это характеристики грунтов, которые определяют их способность сопротивляться разрушению. Различают следующие прочностные характеристики: φ – *угол внутреннего трения, град*, c – *удельное сцепление грунта, кПа*. Прочностные характеристики устанавливаются экспериментально.

Фильтрационные характеристики – это характеристики, которые определяют процессы движения воды в грунтах и существенно влияют на их деформирование, разрушение. Фильтрационные характеристики зависят от скорости отжатия воды из пор грунта. Основной фильтрационной характеристикой грунта является K_f – *коэффициент фильтрации, см/с*.

Движение воды в грунтах может привести к развитию процессов, осложняющих строительство. Коэффициент фильтрации позволяет оценить скорость движения воды в грунте, ее расход (например, приток воды в котлован) и необходимость устройства мероприятий по водопонижению.

Значения коэффициента фильтрации K_f определяются экспериментально и находятся в пределах, указанных в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Значения коэффициента фильтрации K_f для грунтов

Разновидность грунтов	Коэффициент фильтрации K_f , см/с
Пески	$a \cdot 10^{-1} \dots a \cdot 10^{-4}$
Супеси	$a \cdot 10^{-3} \dots a \cdot 10^{-6}$
Суглинки	$a \cdot 10^{-5} \dots a \cdot 10^{-8}$
Глины	$a \cdot 10^{-7} \dots a \cdot 10^{-10}$

Примечание: a – любое число от 1 до 9,9.

В целом, механические характеристики грунтов зависят от их состава (минералогического и гранулометрического), физического состояния (плотности, влажности, температуры) и структурных особенностей.

2.2.4 Связь физических и механических характеристик грунтов

Физические характеристики грунтов (см. параграфы 2.2.1 и 2.2.2) определяются экспериментально (основные характеристики) и расчетом (дополнительные характеристики). Механические характеристики грунтов (см. параграф 2.2.3) устанавливаются экспериментально. В простейших случаях допускается определять значения механических характеристик грунтов (прочностных и деформационных) по данным их физических свойств (СП 22.13330.2011 и др.).

Основываясь на обобщении огромного количества испытаний, документ СП 22.13330.2011 допускает (при отсутствии необходимых данных) **для предварительных расчетов оснований**, а также для расчетов оснований сооружений II и III классов ответственности определять нормативные значения модуля деформации E (МПа), угла внутреннего трения φ_n (град) и удельного сцепления c_n (МПа) по физическим характеристикам. В таблицах 2.6–2.8 приводятся нормативные значения прочностных и деформационных ха-

Таблица 2.6 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , угла внутреннего трения φ_n и модуля деформации E песков четвертичных отложений (данные СП 22.13330.2011)

Виды песчаного грунта	Характеристики	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c , кПа	2	1	–	–
	φ , град	43	40	38	–
	E , МПа	50	40	30	–
Средней крупности	c , кПа	3	2	1	–
	φ , град	40	38	35	–
	E , МПа	50	40	30	–
Мелкие	c , кПа	6	4	2	
	φ , град	38	36	32	28
	E , МПа	48	38	28	18
Пылеватые	c , кПа	8	6	4	2
	φ , град	36	34	30	26
	E , МПа	39	28	18	11

рактических характеристик некоторых разновидностей грунтов, данные которых рекомендуется использовать при оценке грунтовых условий строительства.

Таким образом, на основании вышеизложенного можно в отдельных случаях определить значения механических характеристик грунтов по их физическим характеристикам.

Таблица 2.7 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , угла внутреннего трения φ_n , глинистых нелёссовых грунтов четвертичных отложений (данные СП 22.13330.2011)

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном								
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05		
Супеси	c , кПа	21	17	15	13	–	–	–	–	–
	φ , град	30	29	27	24	–	–	–	–	–
	c , кПа	19	15	13	11	9	–	–	–	–
	φ , град	28	26	24	21	18	–	–	–	–
	c , кПа	47	37	31	25	22	19	–	–	–
	φ , град	26	25	24	23	22	20	–	–	–
Суглинки	c , кПа	39	34	28	23	18	15	–	–	–
	φ , град	24	23	22	21	19	17	–	–	–
	c , кПа	–	–	25	20	16	14	12	–	–
	φ , град	–	–	19	18	16	14	12	–	–
	c , кПа	–	81	68	54	47	41	36	–	–
	φ , град	–	21	20	19	18	16	14	–	–
Глины	c , кПа	–	–	57	50	43	37	32	–	–
	φ , град	–	–	18	17	16	14	11	–	–
	c , кПа	–	–	45	41	36	33	29	–	–
	φ , град	–	–	15	14	12	10	7	–	–

Таблица 2.8 – Нормативные значения модуля деформации E , МПа, глинистых нелёссовых грунтов (данные СП 22.13330.2011)

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L		Модуль деформации грунтов E , МПа, при коэффициенте пористости e , равном										
	Супеси	$0 < I_L \leq 0,75$	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертинные отложения	Аллювиальные, делювиальные, озерные, озерно-аллювиальные	$0 < I_L \leq 0,75$	–	32	24	16	10	7	–	–	–	–	–
	Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	–	34	27	22	17	14	11	–	–	–	–
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	32	25	19	14	11	8	–	–	–	–
Глины	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	12	8	6	5	–	–	–
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	28	24	21	18	15	12	–	–	–
Глины	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	–	–	21	18	15	12	9	–	–	–
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	–	–	15	12	9	7	–	–	–

Продолжение таблицы 2.8

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L	Модуль деформации грунтов E , МПа, при коэффициенте пористости e , равном											
		0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6	
Цветочные отложения	Супеси $0 \leq I_L \leq 0,75$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-	-
	Суглинки $0 \leq I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$ $0,5 < I_L \leq 0,75$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-	-
		-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-	-
Моренные	Супеси Су-глинки $I_L \leq 0,5$	60	50	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Юрские отложения оксфордского яруса	Глины $-0,25 \leq I_L \leq 0$ $0 < I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-
-			-	-	-	-	-	24	22	19	15	-	
-			-	-	-	-	-	-	-	16	12	10	

2.2.5 *Нормативные и расчетные характеристики грунтов*

Основные характеристики грунтов устанавливаются экспериментально в полевых или лабораторных условиях, либо расчетом в соответствии с требованиями государственных стандартов и нормативных документов (СП 22.13330.2011; Справочник геотехника, 2016 и др.). Если определяется какая-либо характеристика экспериментально по одному образцу (одной пробе), то в результате получается частное ее значение. Для определения **нормативных и расчетных значений** характеристик грунтов требуется многократные повторные испытания одной и той же характеристики и статистическая обработка результатов экспериментов. Обработка экспериментальных данных по характеристикам грунтов производится методами математической статистики для каждого инженерно-геологического элемента (слоя грунта), выделенного на инженерно-геологическом разрезе. Количество определений характеристик грунтов должно быть достаточным для статистического анализа (по ГОСТ 20522-96 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний). В соответствующих ГОСТах приведены рекомендации по определению количества проб грунта в зависимости от его неоднородности и способа статистической обработки данных.

По результатам частных определений какой-либо характеристики физического состояния устанавливают ее **нормативное значение** X_n как среднеарифметическую величину:

$$X_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (2.13)$$

где n – количество экспериментов по определению рассматриваемой характеристики;

X_i – частное значение характеристики.

Нормативные значения любой характеристики всегда содержат некоторые погрешности, связанные с неоднородностью грунта и ограниченным количеством испытаний. Поэтому в расчетах оснований и фундаментов используются **расчетные характеристики грунтов**. Расчетное значение характеристики X устанавливается делением нормативного значения характеристики X_n на **коэффициент надежности по грунту γ_g** :

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}. \quad (2.14)$$

В расчетах оснований фундаментов (сооружений) расчетные значения характеристик грунта X определяют как для расчета по первой группе предельных состояний (X_I), так и для расчета по второй группе предельных состояний (X_{II}). При этом, расчетные значения физических характеристик грунта (кроме плотности ρ и удельного веса γ) устанавливают при $\gamma_g = 1$. Расчетные значения плотности и удельного веса грунта находят с учетом показателя точности оценки ее среднего значения аналогично прочностным и деформационным характеристикам грунта (Р. А. Мангушев и др., 2009).

Деформационные характеристики грунта вычисляются также по формулам (2.13) и (2.14). Но в этом случае могут использоваться как компрессионные испытания грунтов в лабораторных условиях, так и штамповые испытания грунтов в полевых условиях. Для зданий и сооружений II и III уровней ответственности значения модуля общей деформации глинистых грунтов оснований допускается определять с помощью компрессионных испытаний с последующей их корректировкой на штамповые испытания, которые рассматриваются как эталонные и наиболее достоверные. Для этого составлены специальные таблицы (Пособие к СНиП 2.02.01–83, 1986; А. И. Полищук и др., 2007). Вследствие трудоемкости поле-

вых штамповых испытаний грунтов (статической вдавливающей нагрузкой) часто ограничиваются двухкратной или трехкратной их повторяемостью. Общие правила назначения коэффициента надежности по грунту γ_g и расчетных значений физических, прочностных и деформационных характеристик грунтов X изложены в соответствующих стандартах и нормативных документах.

Выявлено, что характеристики механических свойств грунтов имеют корреляционную связь с некоторыми показателями их физического состояния. Поэтому при проведении изысканий для строительства сооружений II и III уровней ответственности иногда ограничиваются определением соответствующих показателей физического состояния грунтов, а затем по таблицам приложения СП 22.13330.2011 (или СП 50-101-2004) находят необходимые значения для каждого инженерно-геологического элемента согласно инженерно-геологических разрезов строительной площадки.

Таким образом, для оценки грунтовых условий строительных площадок необходимы данные о нормативных и расчетных характеристиках грунтов, которые устанавливаются в соответствии с разработанными стандартами и нормативными документами.

2.3 Строительная классификация грунтов

Полная классификация грунтов для инженерно-геологических изысканий, проектирования, строительства зданий и сооружений приведена в ГОСТ 25100.2011. Ниже дается упрощенная классификация грунтов крупнообломочных, песчаных и глинистых по признаку их разновидностей, которую рекомендуется использовать студентам на этапе оценки грунтовых условий строительных площадок при выполнении курсовых проектов и выпускных квалификационных работ, а также проектировщикам при проектировании фундаментов зданий, сооружений.

2.3.1 Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов

Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов проводится для выделения их *разновидностей*:

1. Наименование крупнообломочных и песчаных грунтов устанавливается по гранулометрическому составу согласно таблице 2.9.

Таблица 2.9 – Разновидности крупнообломочных и песчаных грунтов (данные ГОСТ 25100.2011)

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков	Размер частиц d , мм, более	Содержание частиц, % по массе, более
Крупнообломочные: валунные (с преобладанием неокатанных частиц – глыбовые) галечниковые (с неокатанными гранями – щебенистые) гравийные (с неокатанными гранями – дресвяные)	200	50
	10	То же
	2	»

Продолжение таблицы 2.9

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков	Размер частиц d , мм, более	Содержание частиц, % по массе, более
Пески: гравелистые крупные средней крупности мелкие пылеватые	2 0,50 0,25 0,10 0,10	Более 25 Более 50 То же Не менее 75 Менее 75

Примечание: Для установления наименования грунта последовательно суммируются проценты частиц исследуемого грунта: сначала крупнее 200 мм, затем крупнее 10 мм, далее крупнее 2 мм и т. д. Наименования грунта принимаются по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице.

2. По коэффициенту пористости e пески подразделяют согласно таблицы 2.10.

Таблица 2.10 – Классификация песчаных грунтов по коэффициенту пористости e (данные ГОСТ 25100.2011)

Разновидность песков	Коэффициент пористости e , д. ед.		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотные	$e \leq 0,55$	$e \leq 0,6$	$e \leq 0,6$
Средней плотности	$0,55 < e \leq 0,7$	$0,6 < e \leq 0,75$	$0,6 < e \leq 0,8$
Рыхлые	$e > 0,7$	$e > 0,75$	$e > 0,8$

3. По коэффициенту водонасыщения S_r крупнообломочные грунты и пески подразделяют согласно таблице 2.11.

Таблица 2.11 – Классификация крупнообломочных грунтов и песков по коэффициенту водонасыщения S_r (данные ГОСТ 25100.2011)

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков	Коэффициент водонасыщения S_r , д.ед.
Малой степени водонасыщения (маловлажные)	$0 < S_r \leq 0,5$
Средней степени водонасыщения (влажные)	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Водонасыщенные	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Песчаные грунты, как и крупнообломочные, в большинстве случаев являются надежными основаниями. Пески гравелистые, крупные и средней крупности, имеющие плотную или среднюю плотность сложения, хорошо сопротивляются действию внешней нагрузки, претерпевая при этом незначительные деформации. Рыхлые пески слабо сопротивляются внешним нагрузкам, дают большие деформации (осадки). Обводнение гравелистых, крупных и мелких песков мало сказывается на их прочности, а пылеватые пески могут снижать свою прочность при увеличении влажности.

2.3.2 Классификация глинистых грунтов

Классификация глинистых грунтов проводится также для выделения их разновидностей:

1. Наименование глинистых грунтов устанавливается в зависимости от числа пластичности I_p . Различают следующие разновидности глинистых грунтов: *супеси, суглинки и глины* (таблица 2.12).

Таблица 2.12 – Разновидности глинистых грунтов (по числу пластичности)
(данные ГОСТ 25100.2011)

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

Таблица 2.13 – Разновидности глинистых грунтов (по числу пластичности и содержанию песчаных частиц) (данные ГОСТ 25100.2011)

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности I_p , %	Содержание песчаных частиц (2–0,05 мм), % по массе
Супесь:		
песчаная	1–7	Не менее 50
пылеватая	1–7	Менее 50
Суглинок:		
легкий песчанистый	7–12	Не менее 40
легкий пылеватый	7–12	Менее 40
тяжелый песчанистый	12–17	Не менее 40
тяжелый пылеватый	12–17	Менее 40
Глина:		
легкая песчанистая	17–27	Не менее 40
легкая пылеватая	17–27	Менее 40
тяжелая	Более 27	Не регламентируется

Примечание: Данные о гранулометрическом (зерновом) составе глинистых грунтов для их классификации используются чаще в дорожном строительстве.

2. По гранулометрическому (зерновому) составу и числу пластичности I_p глинистые грунты подразделяют согласно таблице 2.13.

3. По показателю текучести I_L глинистые грунты подразделяют согласно таблице 2.14.

Таблица 2.14 – Классификация глинистых грунтов по показателю текучести (данные ГОСТ 25100.2011)

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_L , д. ед.
Супесь:	
твердая	$I_L < 0$
пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
текучая	$I_L > 1$
Суглинки, глины:	
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	$0,75 < I_L \leq 1,0$
текучие	$I_L > 1$

2.3.3 Систематизация особых видов грунтов

На территории России довольно часто встречаются особые (структурно-неустойчивые) грунты, обладающие специфическими неблагоприятными свойствами. Строительство на таких грунтах сопряжено с целым рядом дополнительных мероприятий, невыполнение которых часто приводит к значительным деформациям зданий, а иногда и к авариям. К особым грунтам (структурно-неустойчивым) относятся лёссовые просадочные, набухающие, засоленные, торфяные, мерзлые, вечномерзлые, насыпные и другие. Причины появления неблагоприятных свойств в этих грунтах связаны со снижением прочности структурных связей при определенных условиях. Такими условиями могут быть: дополнительное увлажнение грунтов при давлении, быстрое нагружение или вибрационные воздействия, повышение температуры грунтов и др. Именно поэтому такие грунты часто называют структурно-неустойчивыми.

Лёссовые просадочные грунты

Лёссовыми просадочными называются грунты, которые, находясь в напряженном состоянии от действия внешней нагрузки (сооружения) или собственного веса вышележащих слоев, при замачивании испытывают дополнительную осадку. Деформация грунта, обусловленная замачиванием под нагрузкой, при которой происходит коренное, быстро протекающее нарушение структуры грунта называется *просадкой* (М. Ю. Абе-лев и др., 1975–2005; В. И. Кругов, 1980–2012; А. А. Григорян, 1982–2003 и др.).

Для расчета просадки грунта необходимо знать характеристику просадочности:

1. Относительна деформация просадочности (относительная просадочность) грунта ϵ_{sl} – это относительное его сжатие при замачивании (рис. 2.4). Характеристика ϵ_{sl} определяется по формуле:

$$\epsilon_{sl} = \frac{h_1 - h_2}{h_0}, \quad (2.15)$$

где h_1 – высота образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением p , равным 0,2–0,3 МПа;

h_2 – высота того же образца после замачивания при сохранении давления p ;

h_0 – высота того же образца грунта природной влажности, обжатого давлением, равным напряжению от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине.

Просадочные грунты в зависимости от величины относительной просадочности ϵ_{sl} подразделяются согласно таблице 2.15.

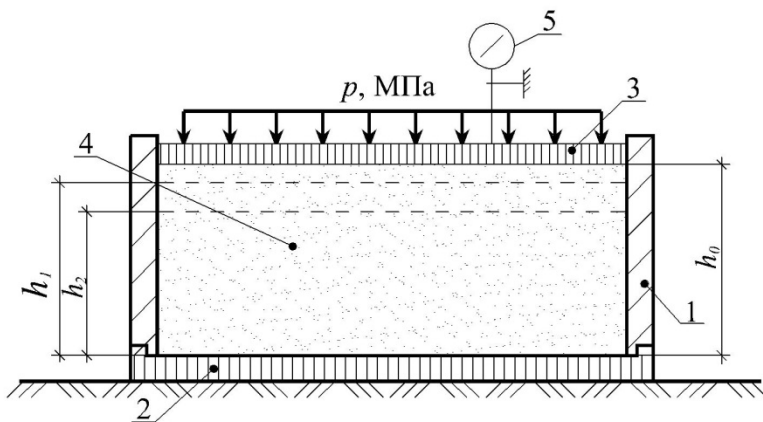


Рисунок 2.4 – Схема испытания грунта при определении относительной просадочности ε_{sl} :

- 1 – рабочее металлическое кольцо (внутренний диаметр более 71 мм, высотой более 20 мм); 2 – перфорированный штамп, нижний;
 3 – то же, верхний; 4 – лёссовый просадочный грунт;
 5 – индикатор для измерения вертикальных перемещений грунта

Таблица 2.15 – Классификация просадочных грунтов
 (данные ГОСТ 25100.2011)

Разновидность глинистых грунтов	Относительная просадочность ε_{sl} , д. ед.
Непросадочные	$\varepsilon_{sl} \leq 0,01$
Слабопросадочный	$0,01 < \varepsilon_{sl} \leq 0,03$
Среднепросадочный	$0,03 < \varepsilon_{sl} \leq 0,07$
Сильнопросадочный	$0,07 < \varepsilon_{sl} \leq 0,12$
Чрезвычайно просадочный	$\varepsilon_{sl} > 0,12$

Величину относительной просадочности – ε_{sl} лёссовых грунтов определяют обычно по схеме «одной кривой» или по схеме «двух кривых» в лабораторных или полевых условиях. Для этого используют компрессионные приборы или опытные штампы (фундаменты).

При испытании в компрессионных приборах по схеме «*одной кривой*» образец лёссового грунта нагружается до заданного давления (обычно до 0,05–0,3 МПа). После стабилизации осадки от данной ступени нагружения образец замачивается, и одновременно измеряются вертикальные деформации образца. Замачивание производится до тех пор, пока не прекращается просадка. Затем осуществляется дальнейшее нагружение образца. На основании проведенного опыта строится график относительного сжатия ϵ от прикладываемого давления p (рисунок 2.5, *а*) и определяется относительная просадочность ϵ_{sl} образца при заданном давлении.

При определении относительной просадочности ϵ_{sl} по схеме «*двух кривых*» испытывается одновременно в компрессионных приборах два образца-близнеца. Один образец – природной влажности, а другой – предварительно водонасыщенный. Нагружение производится ступенями, обычно по 0,025–0,05 МПа до условной стабилизации осадок. По результатам этих опытов строятся два графика изменения относительного сжатия ϵ от прикладываемого давления p для испытываемых образцов (рисунок 2.5, *б*) и определяется относительная просадочность грунта ϵ_{sl} при различном давлении.

Для расчета просадочных деформаций лёссовых оснований необходимо знать относительную просадочность ϵ_{sl} при различных давлениях (напряжениях), вызванных нагрузкой от фундамента и веса грунта. С этой целью по результатам исследований грунтов строится график $\epsilon_{sl} = f(p)$, позволяющий определять величину относительной просадочности при любом заданном давлении (рисунок 2.6).

2. Начальное просадочное давление p_{sl} – это минимальное давление на грунт, при котором проявляются просадочные свойства в условиях его полного водонасыщения.

Начальное просадочное давление для большинства лёссовых грунтов изменяется обычно от 40 до 80 кПа. Величина p_{sl} также как и относительная просадочность ϵ_{sl} , определяется

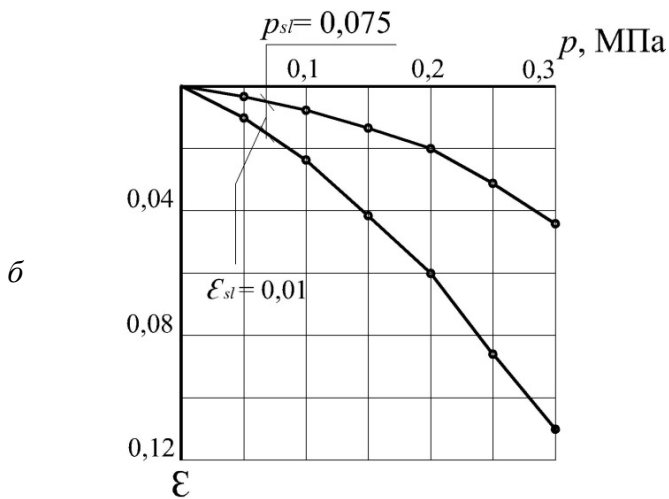
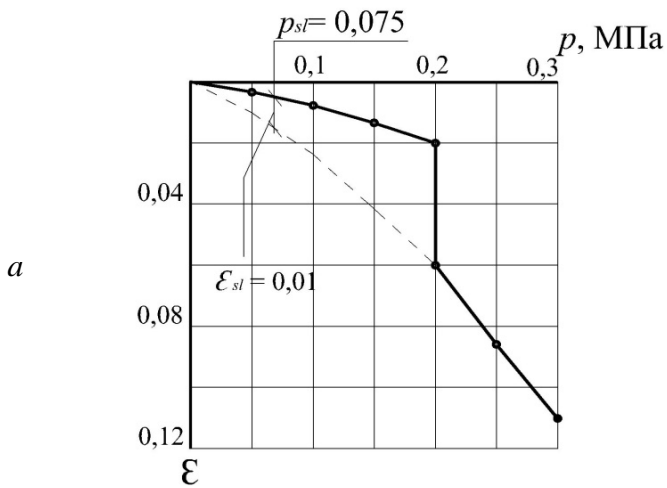


Рисунок 2.5 – Графики зависимостей относительного сжатия ε от давления p для лёссовых просадочных грунтов: *a* – при испытании по схеме «одной кривой»; *б* – то же, по схеме «двух кривых»

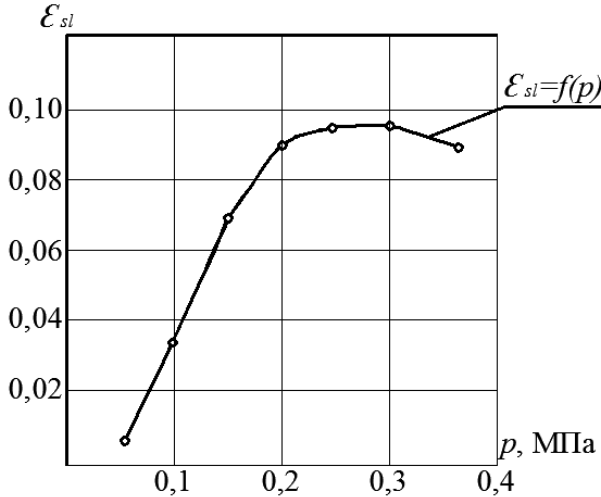


Рисунок 2.6 – График зависимости относительной просадочности ε_{sl} от давления p для лёссовых просадочных грунтов

экспериментально при лабораторных испытаниях в компрессионных приборах или при полевых испытаниях штампами.

При испытании лёссовых грунтов в компрессионных приборах за величину начального просадочного давления p_{sl} принимается такое давление на образец грунта, при котором относительная просадочность равна 0,01 ($\varepsilon_{sl} = 0,01$, см. рисунок 2.5). При полевых испытаниях штампами (фундаментами) предварительно замоченных лёссовых грунтов за начальное просадочное давление p_{sl} принимается давление, равное пределу пропорциональной зависимости на графике осадка штампа – нагрузка.

Величина ожидаемой просадки S_{sl} всей просадочной толщи лёссовых грунтов основания от действия собственного веса или от давления, передаваемого фундаментом, определяется по формуле:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i K_{sl,i}, \quad (2.16)$$

где n – число слоев, на которые разбивается просадочная толща;
 $\epsilon_{sl,i}$ – относительная просадочность, определяемая для каждого i -го слоя просадочной толщи при действующем в этом слое давлении p_i ;
 h_i – толщина рассматриваемого i -го слоя грунта;
 $K_{sl,i}$ – коэффициент условий работы основания.

Коэффициент условий работы основания $K_{sl,i}$ представляет собой отношение фактически замеренной просадки к расчетной. Для большинства районов Северного Кавказа при расчете просадки от собственного веса грунта коэффициент $K_{sl,i} = 0,8-1,3$.

При расчете просадки грунта от нагрузки (давления) фундамента коэффициент условий работы основания K_{sl} принимается: для фундаментов шириной от 12 м и более $K_{sl} = 1$; для ленточных фундаментов шириной до 3 м и прямоугольных шириной до 5 м включительно, по формуле (С. Б. Ухов и др., 2007):

$$K_{sl} = 0,5 + 1,5 \frac{(p - p_{sl})}{p_0}, \quad (2.17)$$

где p , p_{sl} – соответственно среднее давление по подошве фундамента и начальное просадочное давление, МПа ($p_0 = 0,1$ МПа).

Коэффициент K_{sl} для ленточных фундаментов шириной более 3 м и прямоугольной более 5 м определяется интерполяцией между значениями $K_{sl} = 1$ и вычисленными по формуле (2.17).

Если при расчете по формуле (2.17) значение коэффициента K_{sl} получается меньше единицы, то принимаем $K_{sl} = 1$.

Грунтовые условия строительных площадок в зависимости от возможности проявления просадки грунта от его собственного веса подразделяют на два типа.

Первый тип – это такая толща лёссовых грунтов, в которой просадка от действия собственного веса практически отсутствует или ее величина не превышает 5 см. В таких условиях просадка грунта происходит в основном в пределах деформируемой области фундаментов. И в пределах просадочной толщи напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} как правило, меньше начального просадочного давления p_{sl} , т. е. $\sigma_{zg} \leq p_{sl}$ (рисунок 2.7, а).

Второй тип – это толща лёссовых грунтов, в которой наряду с просадкой от давления фундамента возможна просадка от собственного веса грунта и ее величина превышает 5 см (рисунок 2.7, б). В таких грунтовых условиях просадка от собственного веса грунта происходит в нижней части просадочной толщи, начиная с глубины, где напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} больше начального просадочного давления p_{sl} ($\sigma_{zg} > p_{sl}$). Просадка же от нагрузки, передаваемой фундаментом, происходит в верхней части основания, в пределах деформируемой области.

В целом, вероятность просадочности может проявляться у лёссовых макропористых глинистых грунтов с коэффициентом водонасыщения $S_r \leq 0,8$ и относительной просадочностью $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Для предварительной оценки грунтовых условий строительства к *просадочным* относят грунты, у которых коэффициент водонасыщения $S_r \leq 0,8$ и показатель I_{ss} меньше значений, приведенных в таблице 2.16.

Показатель I_{ss} определяется по формуле:

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (2.18)$$

где e – коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности, определяемый по формуле (2.2);

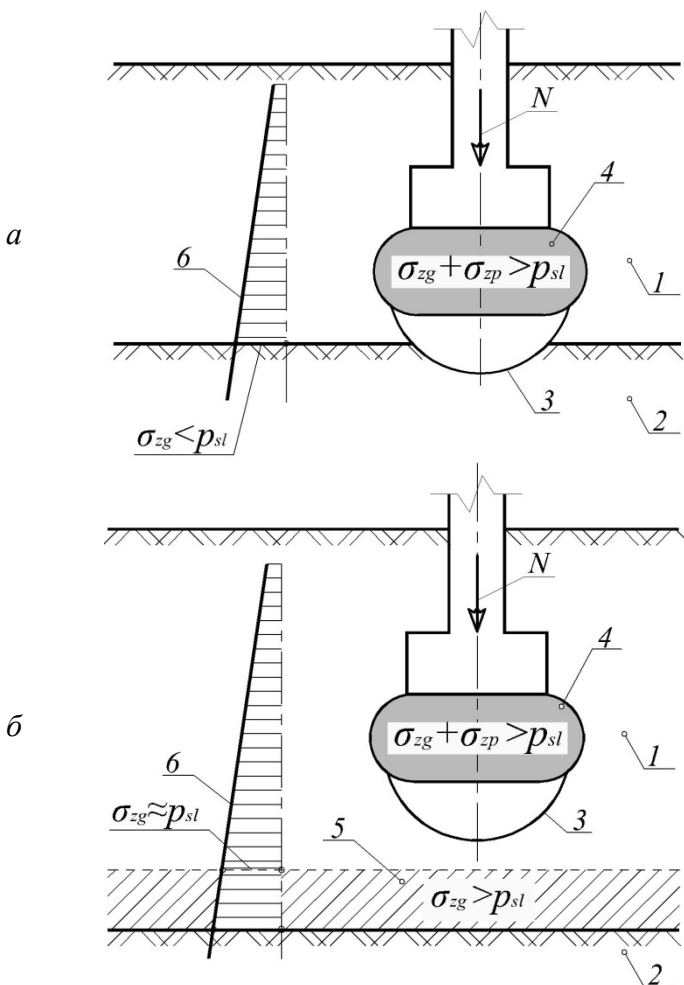


Рисунок 2.7 – Зоны просадки в грунтовых условиях первого (а) и второго (б) типов по просадочности:

- 1, 2 – соответственно просадочная и непросадочная толщи;
 3 – деформируемая область под фундаментом; 4 – зона просадки от давления фундамента, где выполняется условие $\sigma_{zg} + \sigma_{zp} > p_{sl}$;
 5 – зона просадки от собственного веса грунта, где выполняется условие $\sigma_{zg} > p_{sl}$; 6 – эпюры напряжений от собственного веса грунта σ_{zg}

e_L – коэффициент пористости грунта, соответствующий влажности на границе текучести W_L и определяемый по формуле:

$$e_L = \frac{W_L \cdot \rho_s}{\rho_w}, \quad (2.19)$$

где ρ_s , ρ_w – обозначения те же, что и в формулах (2.2) и (2.3).

Таблица 2.16 – Значения показателя I_{SS}

Число пластичности, %	$1 < I_p \leq 10$	$10 < I_p \leq 14$	$14 < I_p \leq 22$
Показатель I_{SS}	0,1	0,17	0,24

Набухающие глинистые грунты

Набухающими называются грунты, которые при замачивании увеличиваются в объеме – набухают. При последующем понижении влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс – усадка. К набухающим относятся глинистые грунты со значительным содержанием гидрофильных глинистых минералов (монтмориллонит, гидрослюда и другие) и малой влажностью в природном состоянии ($W < W_p$) (Е. А. Сорочан, 1974–1995; Пособие к СНиП 2.02.01–83, 1986; Справочник проектировщика, 1985; Справочник геотехника, 2016 и др.).

Способностью набухать при увеличении влажности обладают некоторые виды шлаков (например, шлаки электроплавильных производств), а также обычные пылевато-глинистые грунты (не набухающие при увеличении влажности), если они замачиваются отходами производств (например, раствором серной кислоты).

Для расчета подъема грунтового основания при набухании и его осадки при высыхании (усадки) необходимо знать характеристики набухания:

1. Относительная деформация набухания (относительное набухание) грунта ε_{sw} – это относительный подъем грунта в результате его замачивания без нагрузки (в условиях свободного набухания) или при обжатии заданным вертикальным давлением p . Характеристика относительного набухания ε_{sw} определяется по результатам испытаний образцов грунта в компрессионном приборе (рисунок 2.8):

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (2.20)$$

где h_n – высота образца природной влажности и плотности, обжатого без возможности бокового расширения давлением p , равным суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине;

h_{sat} – высота образца после его набухания за счет замачивания до полного водонасыщения.

Чаще для определения характеристики ε_{sw} используется метод «одной кривой». Он заключается в том, что образец грунта природной влажности нагружается давлением p , после чего производят замачивание образца, измеряется величина абсолютного набухания и устанавливается расчетное относительное набухание (или относительный подъем, участки ab или cd на рисунок 2.8). Относительное набухание ε_{sw} может определяться при свободном набухании (при $p = 0$, рисунок 2.8), а также при различных уплотняющих давлениях p . Если величина относительного набухания ε_{sw} без нагрузки (при свободном набухании) будет меньше или равна 0,04 ($\varepsilon_{sw} \leq 0,04$), то грунт считается ненабухающим.

Набухающие грунты в зависимости от величины относительного набухания ε_{sw} грунта подразделяются согласно таблице 2.17.

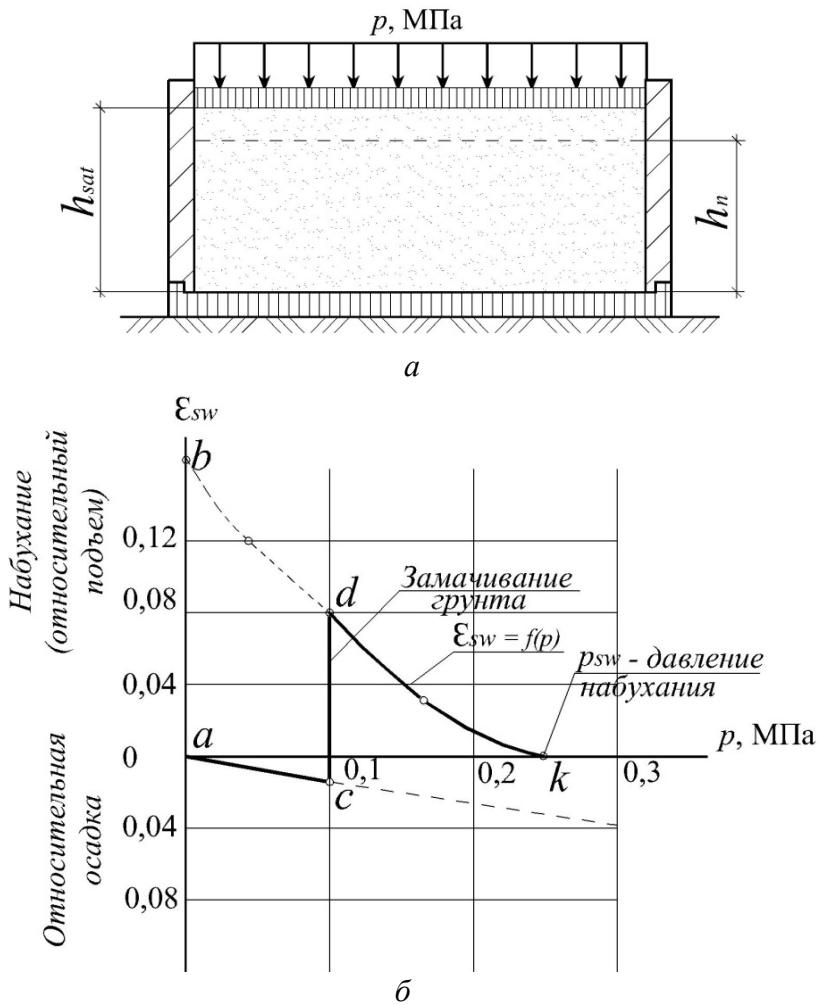


Рисунок 2.8 – Схема испытания глинистого грунта в компрессионном приборе для определения характеристики относительного набухания ϵ_{sw} (а) и график зависимости относительного набухания ϵ_{sw} при вертикальном давлении p (б)

Таблица 2.17 – Классификация набухания грунтов при замачивании без нагрузки (данные ГОСТ 25100.2011)

Разновидность глинистых грунтов	Относительное набухание без нагрузки ε_{sw} , д. ед.
Ненабухающие	Менее 0,04
Слабонабухающие	$0,04 < \varepsilon_{sw} \leq 0,08$
Средненабухающие	$0,08 < \varepsilon_{sw} \leq 0,12$
Сильнонабухающие	Более 0,12

2. Давление набухания p_{sw} – это минимальное давление на грунт (без возможности бокового расширения), которое исключает деформации набухания при его замачивании до полного водонасыщения.

Давление набухания p_{sw} чаще устанавливается по результатам компрессионных испытаний и принимается равным значению точке на кривой $\varepsilon_{sw} = f(p)$, где эта кривая пересекается с осью давления p (рисунок 2.8, б).

3. Влажность набухания W_{sw} – это влажность грунта после завершения его набухания в условиях, исключаяющих возможность бокового расширения, при отсутствии внешней нагрузки или при обжатию заданным вертикальным давлением p .

4. Относительная усадка – это относительное изменение размеров, объема образцов грунта в результате его высыхания. Относительная усадка определяется по высоте (относительная линейная усадка ε_{sh}), диаметру (относительная поперечная усадка ε_{sd}) и объему (относительная объемная усадка ε_{sv}) образца грунта, используя формулы (Р. А. Мангушев, 2009):

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h - h_h}{h}, \quad (2.21)$$

$$\varepsilon_{sd} = \frac{d - d_d}{d}, \quad (2.22)$$

$$\varepsilon_{sv} = \frac{v - v_v}{v}, \quad (2.23)$$

где h , d , v и h_b , d_b , v_b – начальные и конечные значения высоты, диаметра и объема образцов грунта.

Влажность на пределе усадки грунта W_{sh} соответствует влажности W в точке перегиба кривой графика зависимости изменения объема образца грунта от влажности $v = f(w)$ при высыхании грунта (рисунок 2.9).

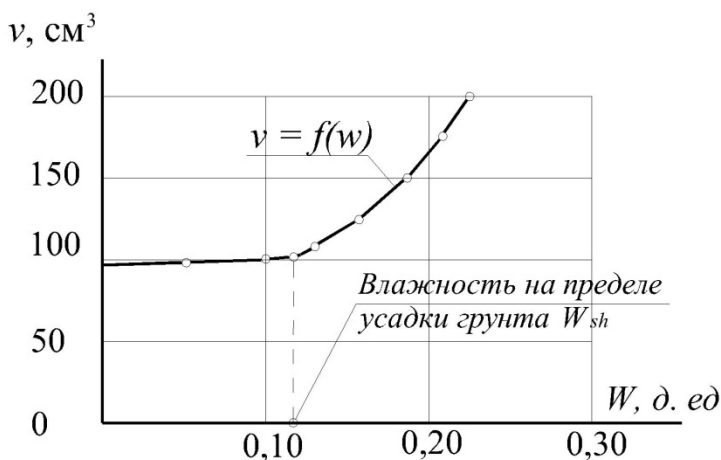


Рисунок 2.9 – График изменений объема образца грунта v от влажности W

Расчетной характеристикой основания является зона набухания глубиной H_{sw} , нижняя граница которой принимается:

- а) при инфильтрации атмосферных и производственных вод – на глубине, где суммарное давление на слой грунта равно давлению набухания грунта p_{sw} ;
- б) при наличии подземных вод – на 3 м выше установившегося уровня подземных вод, но не ниже установленного по п. «а»;
- в) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима – на глубине, установленной по экспериментальным данным для данного климатического

района; при отсутствии таких данных – на глубине 5 м от уровня планировки.

Для предварительной оценки грунтовых условий строительства к набухающим от замачивания относят глинистые грунты, у которых значение показателя I_{ss} , определенного по формуле (2.18), более $I_{ss} \geq 0,3$.

Показатель I_{ss} не может служить окончательным обоснованием при назначении дополнительных строительных мероприятий для зданий (сооружений), возводимых на набухающих грунтах.

Глинистые грунты (супеси, суглинки, глины), не обладающие специфическими (неблагоприятными) свойствами, обычно являются надежными основаниями, если они находятся в твердом и полутвердом состоянии. Если же глинистые грунты будут испытывать воздействия, которые снижают прочность структурных связей (увлажнение, нагревание, оттаивание, динамическое нагружение и др.), то надежность основания может быть обеспечена только после тщательной оценки их несущей способности. Глинистые грунты, обладающие специфическими свойствами (просадочные, набухающие), требуют при строительстве специальных мероприятий, исключающих появление неравномерных деформаций фундаментов и других строительных конструкций зданий.

2.4 Примеры оценки грунтовых условий площадок строительства (для глинистых и песчаных грунтов)

Пример 2.1. Требуется оценить грунтовые условия строительной площадки, на которой будет возводиться многоэтажный жилой дом с подвалом.

Исходные данные. Схема расположения выработок грунта (план) приведена на рисунке 2.10. Данные по инженерно-геологическим колонкам, физико-механическим характеристикам и показателям грунтов приведены в таблицах 2.18–2.20.

Решение. В соответствии с классификацией глинистых грунтов, приведенной в параграфе 2.3.2, определяем их наименование и разновидность.

Инженерно-геологический элемент № 1 (ИГЭ-1)

1. Устанавливаем наименование грунта по исходным данным таблицы 2.20. Так как $W_L \neq 0$ и $W_p \neq 0$, грунт – глинистый.

2. Разновидность глинистого грунта определяем по числу пластичности I_p и по показателю текучести I_L (см. параграф 2.3.2).

По числу пластичности I_p согласно формуле (2.5), устанавливается наименование глинистого грунта:

$$I_p = W_L - W_p = 0,22 - 0,14 = 0,08 (8 \%),$$

следовательно, грунт – **суглинок** (таблица 2.12). С учетом данных гранулометрического состава (таблица 2.20) устанавливаем по таблице 2.13, что **суглинок легкий пылеватый** (при $I_p = 8 \%$ и содержании песчаных частиц размером 0,05–2,0 мм по массе 37 %, что менее 40 %).

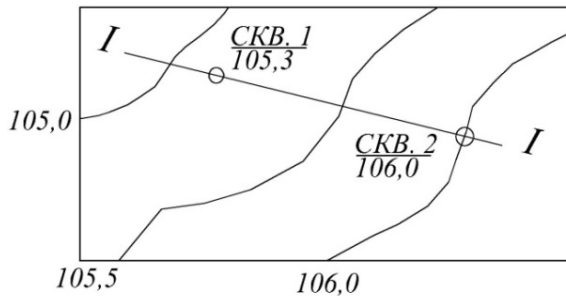


Рисунок 2.10 – Схема расположения выработок грунта (план)

Таблица 2.18 – Инженерно-геологическая колонка по скважине 1

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)	Абсолютная отметка подошвы слоя, м	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Условные обозначения грунта	Литологическое описание грунтов
—	104,2	1,1	1,1		Насыщенный грунт
ИГЭ-1	100,8	4,5	3,4		Суглинок бурый
ИГЭ-2	99,6	5,7	1,2		▼ УПВ
ИГЭ-3	95,2	10,1	4,4		Супесь светло-серая
ИГЭ-4	90,3	15,0	4,9		Глина буро-желтая

По показателю текучести I_L , согласно формуле (2.6), оценивается состояние глинистого грунта:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = -\frac{0,15 - 0,14}{0,08} = 0,13,$$

следовательно, суглинок – **полутвердый** (таблица 2.14).

3. Поскольку грунт глинистый, необходимо предварительно установить, обладает ли он просадочными и/или набухающими свойствами. Для этого определяем следующие характеристики:

- плотность сухого грунта ρ_d по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,93}{1 + 0,15} = 1,68 \text{ г/см}^3;$$

- коэффициент пористости e по формуле (2.2):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,66}{1,68} - 1 = 0,58;$$

- коэффициент водонасыщения S_r по формуле (2.3):


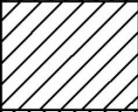



$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,66 \cdot 0,15}{1 \cdot 0,58} = 0,69.$$

Так как коэффициент водонасыщения $S_r < 0,8$, то у таких глинистых грунтов может проявляться свойство просадочности (см. параграф 2.3.3). Для этого определяем:

- коэффициент пористости грунта при влажности на границе текучести, согласно формуле (2.19):

$$e_L = \frac{W_L \cdot \rho_s}{\rho_w} = \frac{0,22 \cdot 2,66}{1} = 0,59;$$

Таблица 2.19 – Инженерно-геологическая колонка по скважине 2

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)	Абсолютная отметка подошвы слоя, м	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Условные обозначения грунта	Литологическое описание грунтов
—	105,1	0,9	0,9		Насыпной грунт
ИГЭ-1	101,7	4,3	3,4		Суглинок бурый
ИГЭ-2	99,6	6,4	2,1		▼ УПВ
ИГЭ-3	95,2	10,8	4,4		Супесь светло-серая
ИГЭ-4	91,0	15,0	4,2		Глина буро-желтая

– показатель I_{ss} по формуле (2.18):

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,59 - 0,58}{1 + 0,58} = 0,01.$$

По таблице 2.16 для суглинка с числом пластичности $I_p = 8\%$ (0,08) устанавливаем требуемое (табличное) значение $I_{ss} = 0,1$. Так как расчетное значение $I_{ss} = 0,01$ меньше требуемого $I_{ss} = 0,1$, то грунт считается **непрсадочным**.

Согласно параграфу 2.3.3 значение $I_{ss} = 0,01$, установленное по формуле (2.18), меньше требуемого $I_{ss} = 0,01 < < I_{ss} = 0,3$. Следовательно, грунт считается **ненабухающим**.

Таблица 2.20 – Физико-механические характеристики и показатели грунтов, установленные при инженерно-геологических изысканиях (данные из отчета)

Показатели		Инженерно-геологические элементы (ИГЭ)			
		ИГЭ-1	ИГЭ-2	ИГЭ-3	ИГЭ-4
Коэффициент сжимаемости, m_0 , МПа ⁻¹		0,19	0,16	0,17	0,16
Удельное сцепление грунта c , кПа		26	17	15	40
Угол внутреннего трения φ , град.		21	27	26	20
Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³		2,66	2,72	2,72	2,74
Плотность грунта ρ , г/см ³		1,93	2,07	2,08	2,01
Влажность на границе раскатывания W_p , %		14	12	15	16
Влажность на границе текучести W_L , %		22	18	22	34
Влажность W , %		15	16	21	19
Содержание частиц размером (мм), %	0,001–0,005	26	6	5	19
	0,005–0,01	19	15	15	22
	0,01–0,05	18	18	16	25
	0,05–0,1	24	30	35	27
	0,1–0,25	11	21	20	6
	0,25–0,5	1	6	4	0,5
	0,5–1	1	2	5	0,5
	1–2	0	0	0	0
	2–5	0	0	0	0
	менее 5,0	0	0	0	0

4. Грунт (суглинок) находится выше уровня подземных вод, поэтому плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды ρ_{sb} не определяем.

5. Вычисляем табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 для непросадочных глинистых грунтов. По таблице 2.2 находим значение R_0 для суглинка, которое составляет $R_0 = 270$ кПа.

6. Определяем модуль деформации грунта (суглинка) E_k по формуле (2.12) с учетом данных таблицы 2.20:

$$E_k = \beta \cdot \frac{1 + e}{m_o} = 0,62 \cdot \frac{1 + 0,58}{0,19} = 5,2 \text{ МПа.}$$

7. Определяем по формуле (2.12a) модуль деформации грунта E с учетом корректирующего коэффициента $m_k = 4,6$, значение которого принимаем по таблице 2.4, как для суглинков. Подставляя значения E_k и m_k в формуле (2.12a), получим:

$$E = m_k \cdot E_k = 4,6 \cdot 5,2 = 23,9 \text{ МПа.}$$

Вывод по ИГЭ-1: рассматриваемый грунт – суглинок легкий пылеватый, полутвердый, непросадочный, ненабухающий с табличным значением расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 270$ кПа и модулем деформации грунта $E = 23,9$ МПа. По предварительной оценке данный грунт может служить естественным основанием здания.

Инженерно-геологический элемент № 2 (ИГЭ-2)

1. Устанавливаем наименование грунта по исходным данным таблицы 2.20. Так как $W_L \neq 0$ и $W_p \neq 0$, грунт – глинистый.

2. Разновидность глинистого грунта определяем по числу пластичности I_p и по показателю текучести I_L (см. параграф 2.3.2).

По числу пластичности I_p , согласно формуле (2.5), устанавливается наименование глинистого грунта:

$$I_p = W_L - W_p = 0,18 - 0,12 = 0,06 (6 \%),$$

следовательно, грунт – **супесь** (таблица 2.12). Согласно данных гранулометрического состава (таблица 2.20) устанавливаем по таблице 2.13, что **супесь песчаная** (при $I_p = 6 \%$ и содержании песчаных частиц размером 0,05–2,0 мм по массе 59 %, что более 50 %).

По показателю текучести I_L , согласно формуле (2.6), оценивается состояние глинистого грунта:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,16 - 0,12}{0,06} = 0,67,$$

следовательно, супесь – **пластичная** (таблица 2.14).

3. Поскольку грунт глинистый, необходимо предварительно установить, обладает ли он просадочными и/или набухающими свойствами. Для этого определяем следующие характеристики:

- плотность сухого грунта ρ_d по формуле (2.1);

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{2,07}{1 + 0,16} = 1,79 \text{ г/см}^3;$$

- коэффициент пористости e по формуле (2.2):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,72}{1,79} - 1 = 0,52;$$

- коэффициент водонасыщения S_r по формуле (2.3):

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,72 \cdot 0,16}{1 \cdot 0,52} = 0,84.$$

Так как коэффициент водонасыщения $S_r > 0,8$, то по предварительной оценке данный грунт является **непросадочным**. Дополнительно также определяем:

– коэффициент пористости грунта при влажности на границе текучести согласно формуле (2.19):

$$e_L = \frac{W_L \cdot \rho_s}{\rho_w} = \frac{0,18 \cdot 2,72}{1} = 0,49;$$

– показатель I_{ss} по формуле (2.18):

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,49 - 0,52}{1 + 0,52} = -0,02.$$

Так как показатель $I_{ss} = -0,02 < 0,3$, грунт по предварительной оценке является **ненабухающим**.

4. Грунт находится выше уровня подземных вод, поэтому плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды ρ_{sb} не определяем.

5. Вычисляем табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 для непросадочных глинистых грунтов. По таблице 2.2 находим значение R_0 , которое составляет $R_0 = 300$ кПа.

6. Определяем модуль деформации грунта E_k по формуле (2.12) с учетом данных таблицы 2.20:

$$E_k = \beta \cdot \frac{1 + e}{m_o} = 0,74 \cdot \frac{1 + 0,52}{0,16} = 7,0 \text{ МПа.}$$

7. Определяем по формуле (2.12а) модуль деформации грунта E с учетом корректирующего коэффициента $m_k = 4,0$ значение, которого принимаем по таблице 2.4, как для супе-

сей. Подставляя значения E_k и m_k в формуле (2.12a), получим:

$$E = m_k \cdot E_k = 4,0 \cdot 7,0 = 28 \text{ МПа.}$$

Вывод по ИГЭ-2: рассматриваемый грунт – супесь песчаная, пластичная, непросадочная, ненабухающая с табличным значением расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 300$ кПа и модулем деформации грунта $E = 28,0$ МПа. По предварительной оценке данный грунт может служить естественным основанием здания.

Инженерно-геологический элемент № 3 (ИГЭ-3)

1. Устанавливаем наименование грунта по исходным данным таблицы 2.20. Так как $W_L \neq 0$ и $W_p \neq 0$, грунт – глинистый.

2. Разновидность глинистого грунта определяем по числу пластичности I_p и по показателю текучести I_L (см. параграф 2.3.2).

По числу пластичности I_p , согласно формуле (2.5) устанавливаем наименование глинистого грунта:

$$I_p = W_L - W_p = 0,22 - 0,15 = 0,07 (7 \%),$$

следовательно, грунт – **супесь** (табл. 2.12). С учетом данных гранулометрического состава (табл. 2.20) устанавливаем по таблице 3.13, что **супесь песчаная** (при $I_p = 7 \%$ и содержании песчаных частиц размером 0,05–2,0 мм по массе 64 %, что более 50 %).

По показателю текучести I_L , согласно формуле (2.6) оценивается состояние супеси:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,21 - 0,15}{0,07} = 0,86,$$

следовательно, супесь – **пластичная** (табл. 2.14).

3. Поскольку грунт глинистый, необходимо предварительно установить, обладает ли он набухающими и/или просадочными свойствами. Для этого определяем следующие характеристики:

- плотность сухого грунта ρ_d по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{2,08}{1 + 0,21} = 1,72 \text{ г/см}^3;$$

- коэффициент пористости e по формуле (2.2):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,72}{1,72} - 1 = 0,58;$$

- коэффициент водонасыщения S_r по формуле (2.3)

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,72 \cdot 0,21}{1 \cdot 0,58} = 0,99.$$

Так как коэффициент водонасыщения $S_r > 0,8$, то по предварительной оценке данный грунт является **непросадочным**. Дополнительно также определяем:

- коэффициент пористости грунта при влажности на границе текучести согласно формуле (2.19):

$$e_L = \frac{W_L \cdot \rho_s}{\rho_w} = \frac{0,22 \cdot 2,72}{1} = 0,6;$$

- показатель I_{ss} по формуле (2.18):

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,6 - 0,58}{1 + 0,58} = 0,01.$$

Так как показатель $I_{ss} = 0,01 < 0,3$, грунт по предварительной оценке является *ненабухающим*.

4. Грунт находится ниже уровня подземных вод, поэтому определяем плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды ρ_{sb} по формуле (2.4):

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} = \frac{2,72 - 1}{1 + 0,58} = 1,09 \text{ г/см}^3.$$

5. Вычисляем табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 для непросадочных глинистых грунтов. По таблице 2.2 находим значение R_0 , которое составляет $R_0 = 260$ кПа.

6. Определяем модуль деформации грунта E_k по формуле (2.12) с учетом данных таблицы 2.20:

$$E_k = \beta \cdot \frac{1 + e}{m_o} = 0,74 \cdot \frac{1 + 0,58}{0,17} = 6,88 \approx 6,9 \text{ МПа.}$$

7. Определяем по формуле (2.12a) модуль деформации грунта E с учетом корректирующего коэффициента $m_k = 3,85$ значение, которого принимаем по таблице 2.4, как для супесей. Подставляя значения E_k и m_k в формулу (2.12a), получим:

$$E = m_k E_k = 3,85 \cdot 6,9 = 26,6 \text{ МПа.}$$

Вывод по ИГЭ-3: рассматриваемый грунт – супесь песчаная, пластичная, непросадочная, ненабухающая с табличным значением расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 260$ кПа и модулем деформации грунта $E = 26,6$ МПа. По предварительной оценке данный грунт может служить естественным основанием здания.

Инженерно-геологический элемент № 4 (ИГЭ-4)

1. Устанавливаем наименование грунта по исходным данным таблицы 2.20. Так как $W_L \neq 0$ и $W_p \neq 0$, грунт – глинистый.

2. Разновидность глинистого грунта определяем по числу пластичности I_p и по показателю текучести I_L (см. параграф 2.3.2).

По числу пластичности I_p согласно формуле (2.5) устанавливаем наименование глинистого грунта:

$$I_p = W_L - W_p = 0,34 - 0,16 = 0,18 \text{ (18 \%)},$$

следовательно, грунт – **глина** (таблица 2.12). По данным гранулометрического состава (таблица 2.20) устанавливаем по таблице 2.13, что **глина легкая, пылеватая** (при $I_p = 18 \%$ и содержании песчаных частиц размером 0,05–2,0 мм по массе 34 %, что менее 40 %).

По показателю текучести I_L , согласно формуле (2.6) оценивается состояние глины:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,19 - 0,16}{0,18} = 0,167,$$

следовательно, глина – **полутвердая** (таблица 2.14)

3. Поскольку грунт глинистый, необходимо установить, обладает ли он набухающими и/или просадочными свойствами. Для этого вначале определяем следующие характеристики:

– плотность сухого грунта ρ_d по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{2,01}{1 + 0,19} = 1,69 \text{ г/см}^3;$$

- коэффициент пористости e по формуле (2.2):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,74}{1,69} - 1 = 0,62;$$

- коэффициент водонасыщения S_r по формуле (2.3):

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_d \cdot e} = \frac{2,74 \cdot 0,19}{1 \cdot 0,62} = 0,84.$$

Так как коэффициент водонасыщения $S_r > 0,8$, то по предварительной оценке данный грунт является **непросадочным**. Дополнительно также определяем:

- коэффициент пористости грунта при влажности на границе текучести согласно формуле (2.19):

$$e_L = \frac{W_L \cdot \rho_s}{\rho_w} = \frac{0,34 \cdot 2,74}{1,0} = 0,93,$$

- показатель I_{ss} по формуле (2.18):

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,93 - 0,62}{1 + 0,62} = 0,19.$$

Так как коэффициент просадочности $I_{ss} = 0,19 < 0,3$, грунт по предварительной оценке является **ненабухающим**.

4. Грунт находится ниже уровня подземных вод и является водоупором, поэтому плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды ρ_{sb} не определяем.

5. Вычисляем табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 для непросадочных глинистых грунтов. По таблице 2.2 находим $R_0 = 480$ кПа.

6. Определяем модуль деформации грунта E_k по формуле (2.12) с учетом данных таблицы 2.20:

$$E_k = \beta \cdot \frac{1 + e}{m_o} = 0,4 \cdot \frac{1 + 0,62}{0,16} = 4,1 \text{ МПа.}$$

6. Определяем по формуле (2.12а) модуль деформации грунта E с учетом корректирующего коэффициента $m_k = 6,0$ значение, которого принимаем по таблице 2.4, как для глин. Подставляя значения E_k и m_k в формуле (2.12а), получим:

$$E = m_k E_k = 6,0 \cdot 4,1 = 24,6 \text{ МПа.}$$

Вывод по ИГЭ-4: рассматриваемый грунт – глина легкая пылеватая, полутвердая, непросадочная, ненабухающая с табличным значением расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 480$ кПа и модулем деформации грунта $E = 24,6$ МПа. По предварительной оценке данный грунт может служить естественным основанием здания.

Полученные данные о характеристиках грунтов для ИГЭ-1...ИГЭ-4 сводим в таблице 2.21. В отличие от таблицы 2.20, где приведены исходные данные по инженерно-геологическим изысканиям (данные из отчета), в таблице 2.21 входят характеристики грунтов, установленные после обобщения результатов исследований. Используя исходные данные (инженерно-геологические колонки скважин), вычерчиванием инженерно-геологический разрез площадки строительства (рисунок 2.11) с нанесением на него эпюр табличных значений расчетного сопротивления грунта основания R_0 , кПа и модуля деформации грунта E , МПа для всех инженерно-геологических элементов (ИГЭ-1...ИГЭ-4).

Для построения инженерно-геологического разреза (на формате А4) выбирается масштаб. Рекомендуется принимать

вертикальный масштаб M_v 1 : 500, горизонтальный масштаб M_r 1 : 250.

Общая оценка грунтовых условий площадки строительства. По данным расположения выработок (рисунок 2.10) и инженерно-геологического разреза (рисунок 2.11) рассматриваемая площадка имеет спокойный рельеф с абсолютными отметками 105,6–106 м. Грунты имеют слоистое напластование с согласным залеганием пластов. По предварительной оценке все они могут служить естественным основанием для фундаментов зданий (сооружений).

Для рассматриваемого многоэтажного жилого здания при устройстве фундаментов мелкозаложенного несущим слоем может быть **суглинок, легкий, пылеватый, полутвердый**, непросадочный, ненабухающий, средней степени водонасыщения (**ИГЭ-1**), который залегает до глубины 4,5 м от поверхности земли.

При использовании свайных фундаментов в качестве несущего слоя рекомендуется использовать **глину легкую, пылеватую, полутвердую (ИГЭ-4)**. В этом случае свая будет работать по схеме «свая висячая».

При инженерно-геологических изысканиях были установлены подземные воды (УПВ). Они залегают на отметках 99,6–99,9 м (глубина залегания 5,7–6,4 м от поверхности земли) и не будут существенным образом влиять на устройство и работу оснований и фундаментов здания.

Поскольку рассматриваемая площадка не подвергается избыточному замачиванию, подтоплению, а также техногенным воздействиям, то изменение свойств грунтов основания в пределах глубины заложения фундаментов под влиянием этих факторов не рассматривается.

Таблица 2.21 – Физико-механические характеристики и показатели грунтов, установленные после анализа и обобщения исходных данных

Физико-механические характеристики и показатели грунтов	Наименование грунта				
	Насыпной грунт	ИГЭ-1. Суглинок легкий, пылеватый, полутвердый	ИГЭ-2. Супесь песчаная, пластичная, непросадочная, ненабухающая	ИГЭ-3. Супесь песчаная, текучая	ИГЭ-4. Глина легкая пылеватая, полутвердая, непросадочная, ненабухающая
Плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды, ρ_{sb} г/см ³	–	–	–	1,09	–
Значение расчетного сопротивления грунта, R_0 , кПа	–	270	300	260	480
Модуль деформации E , МПа	–	23,9	28,0	26,6	24,6
Удельное сцепление грунта c , кПа	–	26	17	15	40
Угол внутреннего трения φ , град.	–	21	27	26	20
Показатель текучести, I_L , д.е.	–	0,13	0,67	0,86	0,17
Число пластичности, I_p , %	–	8	6	7	18
Коэффициент водонасыщения S_r	–	0,69	0,84	0,99	0,84
Естественная влажность W , %	–	15	16	21	19
Коэффициент пористости, e , д.е.	–	0,58	0,52	0,58	0,62
Плотность сухого грунта, ρ_d , г/см ³	–	1,68	1,79	1,72	1,69
Плотность частиц грунта, ρ_s , г/см ³	–	2,66	2,72	2,72	2,74
Плотность грунта, ρ , г/см ³	–	1,93	2,07	2,08	2,01
Толщина слоя, м	0,9– 1,1	3,4	1,2– 2,1	4,4– 4,5	4,2– 4,8

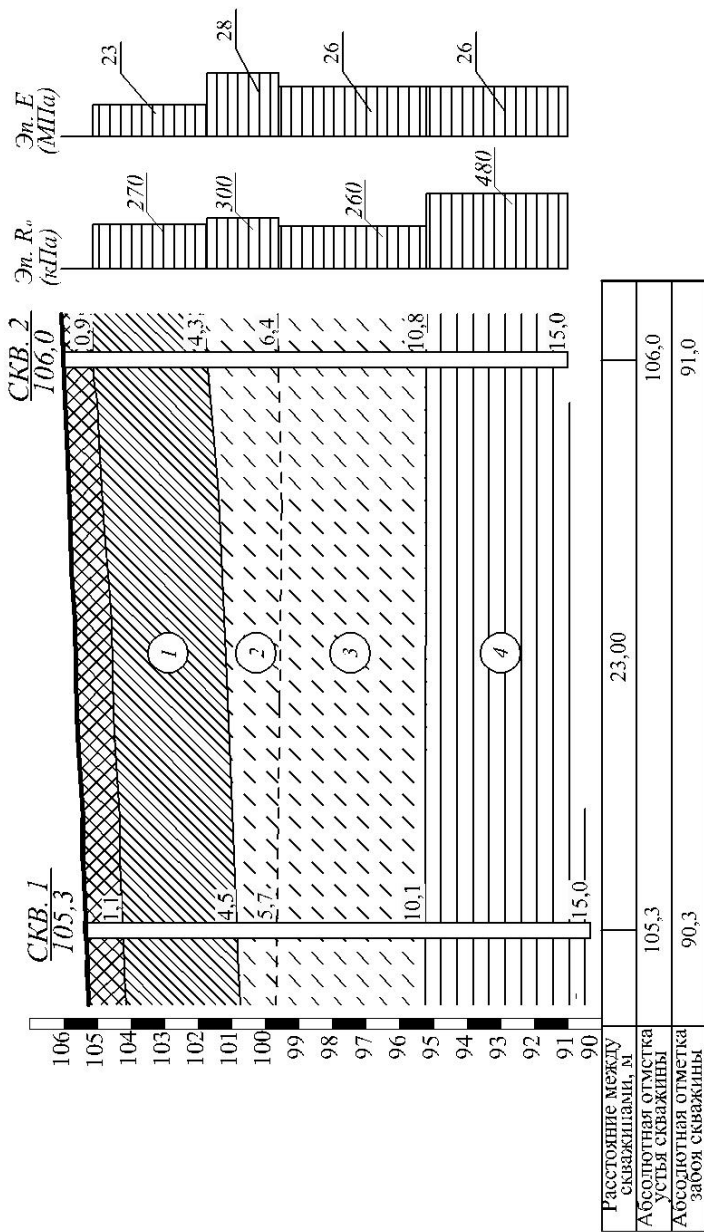


Рисунок 2.11 – Инженерно-геологический разрез площадки строительства.

1 – суглинок легкий пылеватый, полутвердый; 2 – супесь песчаная, пластичная, непросадочная, ненабухающая; 3 – супесь песчаная, текучая; 4 – глина легкая пылеватая, полутвердая, непросадочная, ненабухающая

Пример 2.2. Требуется оценить грунтовые условия строительной площадки, на которой будет возводиться многоэтажное гражданское административное здание с подвалом.

Исходные данные. Схемы расположения выработок грунта (план) и инженерно-геологических колонок, а также данные о физико-механических характеристиках и показателях грунтов приведены на рисунке 2.12 и в таблицах 2.22–2.24.

Решение. В соответствии с классификацией крупнообломочных и песчаных грунтов, приведенной в параграфе 2.3.1, определяем наименование и их разновидность.

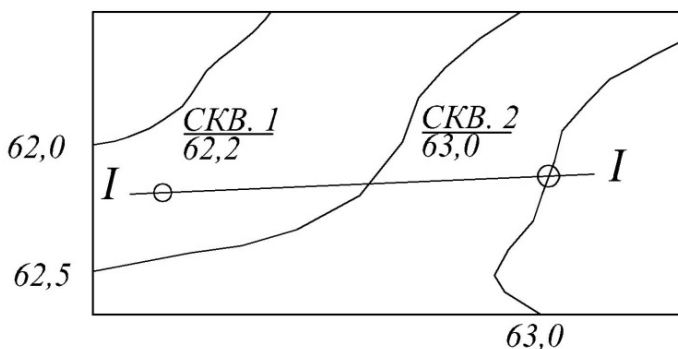


Рисунок 2.12 – Схема расположения выработок грунта (план)

Инженерно-геологический элемент № 1 (ИГЭ-1)

1. Устанавливаем наименование грунта по исходным данным таблицы 2.24. Так как данные по влажности на границе раскатывания (W_p) и влажности на границе текучести (W_L) отсутствуют, а также содержание частиц крупнее 2 мм (2 %) менее 25 %, наименование грунта – **песок** (см. таблица 2.9).

2. Устанавливаем разновидности грунта по гранулометрическому составу, коэффициенту пористости e и коэффициенту водонасыщения S_r (см. таблица 2.9–2.11).

Таблица 2.22 – Инженерно-геологическая колонка по скважине 1

<i>Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)</i>	<i>Абсолютная отметка подошвы слоя, м</i>	<i>Глубина подошвы слоя, м</i>	<i>Мощность слоя, м</i>	<i>Условные обозначения грунта</i>	<i>Литологическое описание грунтов</i>
—	61,7	0,5	0,5		<i>Насыпной грунт</i>
<i>ИГЭ-1</i>	56,4	5,8	5,3		<i>Песок серый</i>
<i>ИГЭ-2</i>	51,8	10,4	4,6		<i>Песок бурый</i>

Таблица 2.23 – Инженерно-геологическая колонка по скважине 2

<i>Инженерно-геологический элемент (ИГЭ)</i>	<i>Абсолютная отметка подошвы слоя, м</i>	<i>Глубина подошвы слоя, м</i>	<i>Мощность слоя, м</i>	<i>Условные обозначения грунта</i>	<i>Литологическое описание грунтов</i>
—	62,3	0,7	0,7		<i>Насыпной грунт</i>
<i>ИГЭ-1</i>	58,4	3,9	3,2		<i>Песок серый</i>
<i>ИГЭ-2</i>	52,0	10,3	6,4		<i>Песок бурый</i>

Таблица 2.24 – Физико-механические характеристики и показатели грунтов, установленные при инженерно-геологических изысканиях (данные из отчета)

Показатели		Инженерно-геологические элементы (ИГЭ)	
		ИГЭ-1	ИГЭ-2
Коэффициент сжимаемости, m_0 , МПа ⁻¹		0,12	0,17
Удельное сцепление грунта c , кПа		1	2
Угол внутреннего трения φ , град.		37	38
Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³		2,69	2,71
Плотность грунта ρ , г/см ³		1,94	2,01
Влажность W , %		12	16
Содержание частиц размером (мм), %	0,001–0,005	0	1
	0,005–0,01	1	2
	0,01–0,05	1	1
	0,05–0,1	2	25
	0,1–0,25	3	33
	0,25–0,5	39	29
	0,5–1	29	7
	1–2	23	1
	2–5	2	1
	менее 5,0	0	0

По гранулометрическому составу согласно таблице 2.9 определяется крупность песка по содержанию частиц:

$d > 2$ мм	$0 + 2 = 2$ %	< 25 %
$d > 0,5$ мм	$0 + 2 + 23 + 29 = 54$ %	> 50 %

Поскольку содержание частиц $d > 0,5$ мм более 50 %, следовательно, грунт – **песок крупный**.

По коэффициенту пористости e выделяют разновидности песка. Для этого вначале определяем плотность сухого (скелета) грунта ρ_d по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,94}{1 + 0,12} = 1,73 \text{ г/см}^3.$$

Согласно формуле (2.2) коэффициент пористости песка e равен:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,69}{1,73} - 1 = 0,56.$$

По таблице 2.10 устанавливаем, что пылеватый песок – **средней плотности**.

По коэффициенту водонасыщения S_r для песка оценивается степень заполнения его пор водой. Согласно формуле (2.3):

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,69 \cdot 0,12}{1 \cdot 0,56} = 0,58.$$

Следовательно, песок **средней степени водонасыщения (влажный)** (таблица 2.11).

3. По данным изысканий подземные воды в основании до глубины 10 м отсутствуют. Поэтому плотность грунта с уче-

том взвешивающего действия воды ρ_{sb} не определяем (см. параграф 2.2.1).

4. Вычисляем табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 для песчаных грунтов. По таблице 2.1 находим R_0 , значение которого равно $R_0 = 500$ кПа.

5. Определяем модуль деформации грунта E_k по формуле (2.12):

$$E_k = \beta \cdot \frac{1 + e}{m_o} = 0,74 \cdot \frac{1 + 0,56}{0,12} = 9,6 \text{ МПа.}$$

6. Определяем по формуле (2.12a) модуль деформации грунта E с учетом корректирующего коэффициента $m_k = 4$, значение которого принимаем по таблице 2.4 как для супесей. Тогда:

$$E = m_k E_k = 4 \cdot 9,6 = 38,4 \text{ МПа.}$$

Вывод по ИГЭ-1: рассматриваемый грунт – песок крупный, средней плотности сложения, средней степени водонасыщения (влажный) с табличным значением расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 500$ кПа и модулем деформации грунта $E = 38,4$ МПа. По предварительной оценке данный грунт может служить естественным основанием для зданий.

Инженерно-геологический элемент № 2 (ИГЭ-2)

1. Устанавливаем наименование грунта по исходным данным таблицы 2.24. Так как данные по влажности на границе раскатывания (W_p) и влажности на границе текучести (W_L) отсутствуют, а также содержание частиц крупнее 2 мм (1 %) менее 25 %, наименование грунта – **песок** (см. таблица 2.9).

2. Устанавливаем разновидности грунта по гранулометрическому составу, коэффициенту пористости e и коэффициенту водонасыщения S_r (см. таблица 2.9–2.11).

По гранулометрическому составу согласно таблице 2.9 определяется крупность песка по содержанию частиц:

$d > 2$ мм	$0 + 1 = 1$ %	< 25 %
$d > 0,5$ мм	$0 + 1 + 1 + 7 = 9$ %	< 50 %
$d > 0,25$ мм	$0 + 1 + 1 + 7 + 29 = 38$ %	< 50 %
$d > 0,1$ мм	$0 + 1 + 1 + 7 + 29 + 33 = 71$ %	< 75 %

Поскольку содержание частиц $d > 0,1$ мм составляет 71 %, что менее 75 %, следовательно, грунт – **песок пылеватый**.

По коэффициенту пористости e песок классифицируется по плотности сложения. Вначале определяем плотность сухого грунта ρ_d по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{2,01}{1 + 0,16} = 1,73 \text{ г/см}^3.$$

Согласно формуле (2.2) коэффициент пористости песка e равен:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,71}{1,73} - 1 = 0,57.$$

По таблице 2.10 устанавливаем, что пылеватый песок – **плотный**.

По коэффициенту водонасыщения S_r для песка оценивается степень заполнения его пор водой. Согласно формуле (2.3):

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,71 \cdot 0,16}{1 \cdot 0,57} = 0,76.$$

Следовательно, песок **средней степени водонасыщения (влажный)** (таблица 2.11).

3. Уровень подземных вод отсутствует. Поэтому плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды ρ_{sb} не определяем (см. параграф 2.2.1).

4. Вычисляем табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 для песчаных грунтов. По таблице 2.1 находим R_0 , значение, которого равно $R_0 = 200$ кПа.

5. Определяем модуль деформации грунта E_k по формуле (2.12):

$$E_k = \beta \cdot \frac{1 + e}{m_o} = 0,74 \cdot \frac{1 + 0,57}{0,17} = 6,8 \text{ МПа}$$

6. Определяем по формуле (2.12a) модуль деформации грунта E с учетом корректирующего коэффициента $m_k = 3,9$, значение которого принимаем по таблице 2.4, как для супесей. Тогда:

$$E = m_k E_k = 3,9 \cdot 6,8 = 26,5 \text{ МПа}$$

Вывод по ИГЭ-2: рассматриваемый грунт – песок пылеватый, плотный, средней степени водонасыщения (влажный) с табличным значением расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 200$ кПа и модулем деформации грунта $E = 26,5$ МПа. По предварительной оценке данный грунт может служить естественным основанием для зданий.

Полученные данные о характеристиках грунтов для ИГЭ-1 и ИГЭ-2 сводим в таблице 2.25. В отличие от таблицы 2.24, где приведены исходные данные по инженерно-геологическим изысканиям (данные из отчета), в таблице 2.25 входят характеристики грунтов, установленные после обобщения результатов исследований. Используя исходные данные (инженерно-геологические колонки), вычерчиваем схему инженерно-геологический разреза площадки строи-

тельства (рисунок 2.13) с нанесением на него эпюр табличных значений расчетного сопротивления грунта основания R_o , кПа и модуля деформации грунта E , МПа для всех инженерно-геологических элементов (*ИГЭ-1, 2*).

Для построения инженерно-геологического разреза (на формате А4) выбирается масштаб. Рекомендуется принимать вертикальный масштаб M_v 1 : 500, горизонтальный масштаб M_r 1 : 250.

Общая оценка грунтовых условий площадки строительства. По данным расположения выработок (рисунок 2.12) и инженерно-геологического разреза (рисунок 2.13) рассматриваемая площадка имеет спокойный рельеф с абсолютными отметками 62,0–63,0 м. Грунты основания имеют слоистое напластование с согласным залеганием пластов. По предварительной оценке оба слоя могут служить естественным основанием для фундаментов рассматриваемого административного здания.

При устройстве фундаментов мелкого заложения (отдельных, ленточных, плитных) несущим слоем может быть песок крупный, средней плотности сложения, средней степени водонасыщения (влажный) (*ИГЭ-1*), который залегает до глубины 5,3 м от поверхности земли.

Использование свайных фундаментов зданий в рассматриваемых грунтовых условиях менее предпочтительно по сравнению с фундаментами мелкого заложения. Это объясняется тем, что подстилающий слой грунта (*ИГЭ-2*) менее прочный и более сжимаемый по сравнению с несущим слоем основания (*ИГЭ-1*). Кроме того, опытом установлено, что сваи в песчаных грунтах практически не устраиваются из-за трудностей производства работ.

Поскольку рассматриваемая площадка не подвергается избыточному замачиванию, подтоплению, а также техногенным воздействиям, то изменение свойств грунтов основания в пределах глубины заложения фундаментов под влиянием этих факторов не рассматривается.

Таблица 2.25 – Физико-механические характеристики и показатели грунтов, установленные после анализа и обобщения исходных данных

Физико-механические характеристики и показатели грунтов	Наименование грунта		
	Насыпной грунт	ИГЭ-1. Песок крупный, средней плотности сложенный, влажный	ИГЭ-2. Песок пылеватый, плотный, влажный
Значение расчетного сопротивления грунта, R_0 , кПа	–	500	200
Модуль деформации E , МПа	–	38,4	26,5
Удельное сцепление грунта c , кПа	–	1	2
Угол внутреннего трения φ , град.	–	37	38
Коэффициент водонасыщения S_r	–	0,58	0,76
Естественная влажность W , %	–	12	16
Коэффициент пористости, e , д.е.	–	0,56	0,57
Плотность сухого грунта, ρ_d , г/см ³	–	1,73	1,73
Плотность частиц грунта, ρ_s , г/см ³	–	2,69	2,71
Плотность грунта, ρ , г/см ³	–	1,94	2,01
Толщина слоя, м	0,5– 0,7	3,2–5,3	4,6–6,4

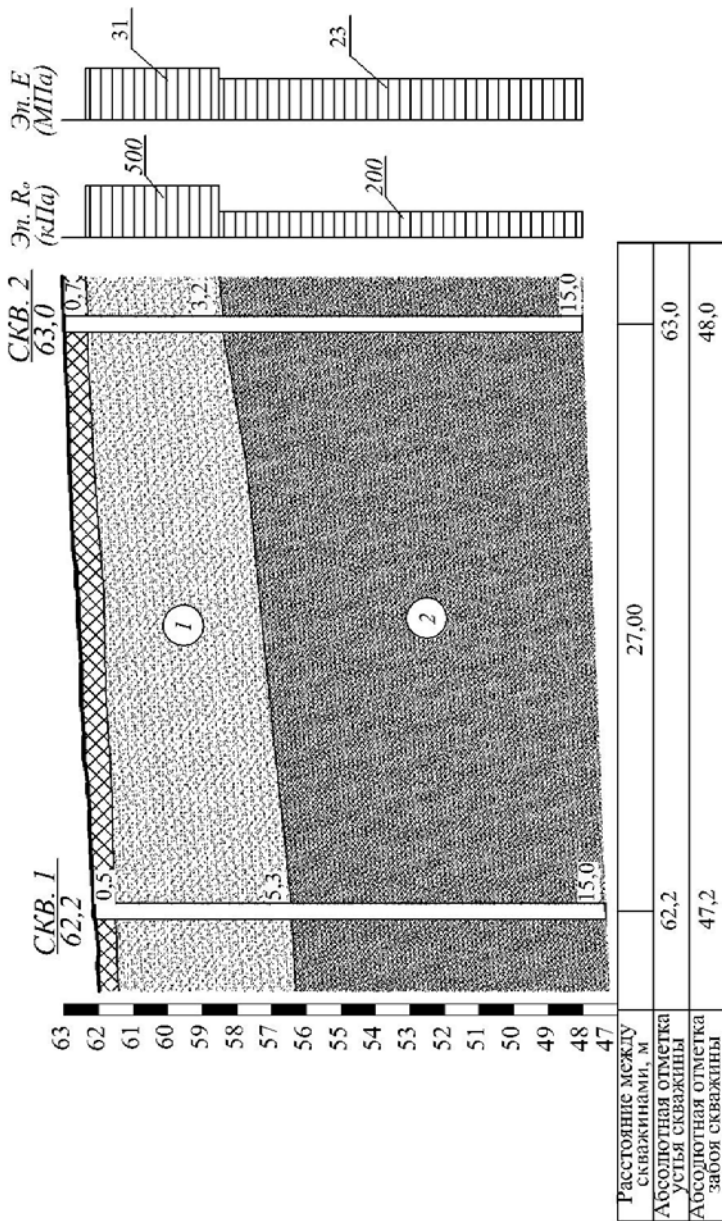


Рисунок 2.13 – Схема инженерно-геологического разреза площадки строительства:
 1 – песок крупный, средней плотности сложения, влажный; 2 – песок пылеватый, плотный, влажный

2.5 Классификация сейсмичности строительной площадки с учетом категории грунтов

При проектировании зданий (сооружений) в сейсмических районах необходимо учитывать вероятность появления землетрясений (сейсмических явлений), которые происходят в результате тектонических разломов и других процессов в земной коре (Я. М. Айзенберг и др., 2012; Э. Н. Кодыш и др., 2008; Г. П. Тонких и др., 2010; Л. Р. Ставницер, 2010; Н. Н. Трекин, 2009; В. А. Ильичев, 1995–2006; Ю. И. Немчинов и др., 2012 и др.). Очаги землетрясений – **гипоцентры** находятся обычно на большой глубине от поверхности земли (примерно от 10 до 700 км). Место над очагом землетрясения на поверхности земли называют **эпицентром**. От гипоцентра во всех направлениях распространяются упругие колебания земной коры.

Продолжительность землетрясений чаще всего измеряется несколькими секундами, реже минутами. Силу землетрясений оценивают в баллах. В России принята 12-балльная шкала. Строительство зданий (сооружений) разрешается вести только в районах с интенсивностью сейсмических воздействий не более 9 баллов и, как исключение, на площадках с сейсмичностью более 9 баллов. При прогнозируемой силе землетрясений менее 7 баллов основания и здания можно проектировать без учёта сейсмических воздействий.

Сейсмичность района строительства в баллах (интенсивность сейсмических воздействий) принимается на основе комплекта **карт общего сейсмического районирования** территории РФ (ОСР-97). Эти карты состоят из разделов А, В и С (ОСР-97А, ОСР-97В, ОСР-97С). Они приведены в СП 14.13330.2011 (актуализированная редакция СНиП II-7-81* – Строительство в сейсмических районах).

Указанная на картах сейсмичность района относится:

– на карте А – к объектам нормальной (массовое строительство) и пониженной ответственности;

– на картах В и С – к объектам повышенной ответственности (особо опасные, технически сложные или уникальные сооружения).

В актуализированной редакции СНиП II-7-81* (СП 14.13330.2011) также приводится список населённых пунктов РФ, расположенных в сейсмических районах, с указанием принятой для них сейсмичности района в баллах (соответствующей картам А, В и С).

Для оценки сейсмичности конкретных площадок строительства, в зависимости от их грунтовых и гидрогеологических условий, проводится *сейсмическое микрорайонирование*, которое является частью инженерно-геологических изысканий и выполняется с соблюдением требований соответствующих нормативных документов.

На площадках строительства, где не проводилось сейсмическое микрорайонирование, допускается определять сейсмичность согласно таблице 2.26 в зависимости от сейсмичности района (фоновой сейсмичности) и категории грунта по сейсмическим свойствам.

Таблица 2.26 – Оценка сейсмичности площадки строительства (данные СП 14.13330.2011)

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	Более 9

К первой категории грунтов относятся:

Скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие) невыветрелые и слабыветрелые: крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя: выветрелые и сильновыветрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) грунты при температуре минус 2 °С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии).

Ко второй категории грунтов относятся:

Скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к категории I; крупнообломочные грунты, содержащие более 30 % песчано-глинистого заполнителя с преобладанием контактов между обломками; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателями консистенции $I_L \leq 0,5$; при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ – для супесей; вечномерзлые нескальные грунты пластичномерзлые и сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше минус 2 °С при строительстве и эксплуатации по принципу I.

К третьей категории грунтов относятся:

Пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L > 0,5$; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ – для супесей; вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допускается оттаивание грунтов основания).

При **оценке сейсмичности** конкретных площадок строительства необходимо учитывать следующее:

1. При расхождении оценок категории грунтов по сейсмическим свойствам на основе литологических признаков и по скоростным характеристикам сейсмических волн категорию грунтов следует относить к более неблагоприятной.

2. Пылевато-глинистые грунты (в том числе просадочные) при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ – для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ – для супесей могут быть отнесены ко II категории по сейсмическим свойствам, если нормативное значение их модуля деформации $E \geq 15,0$ МПа, а при эксплуатации сооружений будут обеспечены условия неподтопления грунтов основания.

3. Отнесение площадки к категории I грунтов по сейсмическим свойствам допускается при мощности слоя, соответствующего категории I, более 30 м от планировочной отметки.

4. В случае неоднородного состава грунты относят к более неблагоприятной категории по сейсмическим свойствам, если в пределах верхней 10-метровой толщи (считая от планировочной отметки) слои, относящиеся к этой категории, имеют суммарную толщину более 5 м.

5. При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов (в том числе просадочных) в процессе эксплуатации здания и сооружения категории грунтов следует определять в зависимости от свойств грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии.

6. При строительстве на вечномерзлых нескальных грунтах по принципу II, если зона оттаивания распространяется до подстилающего талого грунта, грунты основания следует рассматривать по фактическому состоянию их после оттаивания.

7. Для объектов повышенного уровня ответственности зданий и сооружений, строящихся в районах с сейсмичностью 6 баллов на площадках строительства с грунтами категория и III по сейсмическим свойствам, расчетную сейсмичность следует принимать равной 7 баллам.

8. Глинистые и песчаные грунты при расположении уровня грунтовых вод на глубине менее 5 м (считая от планировочной отметки) и отсутствии данных об их физических характеристиках следует относить к категории III по сейсмическим свойствам.

Таким образом, общая оценка сейсмичности строительной площадки на этапе проектирования может уточняться с учетом категории грунтов. Для строительных площадок, где не проводилось сейсмическое микрорайонирование, в качестве исключения допускается определять их сейсмичность в зависимости от сейсмичности района и категории грунтов по сейсмическим свойствам по СП 14.13330-2011 и другим документам. Правильная оценка сейсмичности строительной площадки с учетом грунтовых условий позволяет обеспечить нормальную и безопасную эксплуатацию здания, сооружения.

Пример 2.3. Требуется определить сейсмичность строительной площадки на основе анализа данных инженерно-геологических изысканий и данных сейсмичности района строительства (фоновой сейсмичности района).

Исходные данные. На рассматриваемой площадке предполагается строительство административного 5-этажного здания без подвальных помещений. Схемы расположения выработок грунта (план) и инженерно-геологического разреза строительной площадки, приведены на рисунке 2.14 и 2.15.

Основание рассматриваемой строительной площадки до глубины примерно 15 м сложено следующими грунтами. Сверху до отметки 0,8 м залегают насыпные грунты, представленные битым кирпичом, галькой и суглинком серым песчанистым с содержанием щебня, шлака, битого кирпича и песка до 25 % (ИГЭ-1). Ниже подстилаются аллювиальные отложения мощностью от 1,9 до 2,2 м, которые сложены суглинком тяжелым, серым, мягкопластичным с прослоями пес-

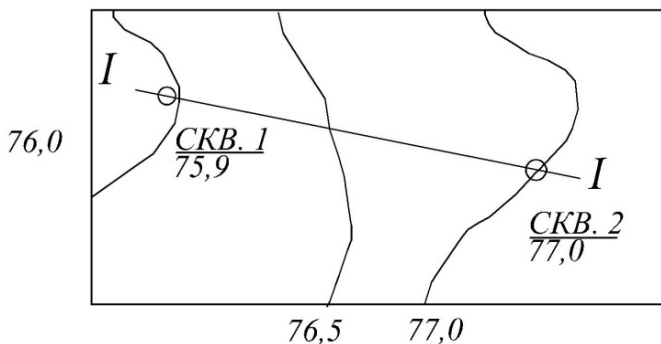


Рисунок 2.14 – Схема расположения выработок грунта (план) на строительной площадке (пример 2.3)

ка с приведенной мощностью 2,0 м (ИГЭ-2). Под слоем суглинка залегают пески средней крупности, средней плотности, водонасыщенные мощностью 5,0–5,3 м (ИГЭ-3). С глубины 8,3 м от поверхности земли залегают супесь пылеватая, пластичная, серая с приведенной мощностью слоя более 8,0 м (ИГЭ-4). Уровень подземных вод находится на глубине 3,4–4,3 м от поверхности земли. Данные о физико-механических характеристиках, показателях грунтов приведены в таблице 2.27. Сейсмичность района строительства (фоновая сейсмичность), согласно действующих строительных норм (СП 14.13330-2011) и подтвержденных данными изыскательской организации, составляет 7 баллов.

Решение. Для оценки сейсмичности строительной площадки вначале по таблице 1 СП 14.13330.2014 – «Строительство в сейсмических районах» (либо по данным настоящего параграфа с учетом данных таблицы 2.26) определяем категорию грунтов по сейсмическим свойствам (отдельно для каждого инженерно-геологического элемента). При этом слой из насыпных грунтов (ИГЭ-1) не рассматриваем, так как насыпной грунт не является основанием для проектируемого здания.

Из рассмотрения данных по инженерно-геологическим элементам (таблица 2.27) устанавливаем:

ИГЭ-2 (суглинок тяжелый, мягкопластичный) – относится к II категория грунтов по сейсмическим свойствам;

ИГЭ-3 (песок средней крупности, средней плотности, водонасыщенный) – относится к III категория грунтов по сейсмическим свойствам;

ИГЭ-4 (супесь пылеватая, пластичная) – относится к II категория грунтов по сейсмическим свойствам.

С учетом принятой категории грунтов для каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ) уточняем сейсмичность строительной площадки (по таблице 1 СП 14.13330-2011, либо по таблице 2.26 настоящего учебного пособия). Из рассмотрения материалов видно, что для ИГЭ-2 и ИГЭ-4 при их установленной категории (II категория грунтов) сейсмичность строительной площадки соответствует значению 7 баллов и совпадает с сейсмичностью района (также 7 баллов). Для ИГЭ-3 при его установленной категории (III категория грунтов) сейсмичность строительной площадки соответствует значению 8 баллов, что на один балл больше сейсмичности района. Поэтому в целом, с учетом категории грунтов по сейсмическим свойствам, залегающих в основании фундаментов проектируемого административного здания, принимает сейсмичность строительной площадки 8 баллов.

Таким образом, общая оценка сейсмичности строительной площадки на этапе проектирования зданий может уточняться с учетом категории грунтов.

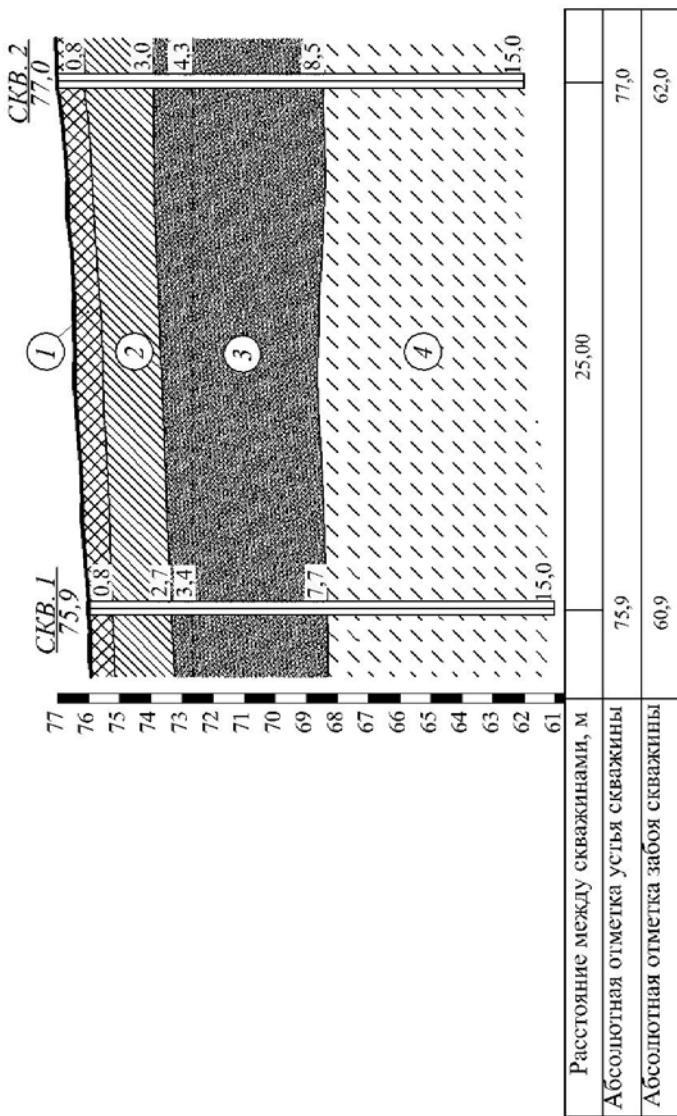


Рисунок 2.15 – Инженерно-геологический разрез строительной площадки (по скважинам 1 и 2):
 1 – насыпной грунт (ИГЭ-1); 2 – суглинок тяжелый мягкопластичный (ИГЭ-2);
 3 – песок средней крупности, средней плотности, водонасыщенный (ИГЭ-3);
 4 – супесь пылеватая, пластичная (ИГЭ-4)

Таблица 2.27 – Физико-механические характеристики грунтов (по данным инженерно-геологическим изысканий)

Показатели	Инженерно-геологические элементы (ИГЭ)			
	Насыпной грунт (ИГЭ-1)	Суглинок тяжёлый, мягкопластичный (ИГЭ-2)	Песок средней крупности, средней плотности, водонасыщенный (ИГЭ-3)	Супесь пылеватая, пластичная (ИГЭ-4)
Удельное сцепление грунта c , кПа	–	28	1	15
Угол внутреннего трения φ , град.	–	22	42	28
Плотность частиц грунта ρ_{ss} , г/см ³	–	2,47	2,62	2,68
Плотность грунта ρ , г/см ³	1,93	1,91	2,05	1,98
Показатель текучести I_L	–	0,46	–	0,18
Влажность W , %	–	15	23	19
Коэффициент пористости e	–	0,7	0,57	0,62

Контрольные вопросы

- 1. Что называется грунтами, и на какие основные классы они подразделяются?*
- 2. Какие грунты принято называть прочными, а какие слабыми?*

3. Что называется основанием здания, сооружения? Дайте характеристику естественного и искусственного основания, однородного и неоднородного основания?

4. Какой слой грунта в основании здания называется несущим, а какой подстилающим?

5. Какие грунты относятся к глинистым?

6. Какие грунты относятся к крупнообломочным и песчаным?

7. Что понимается под оценкой грунтовых условий площадки строительства?

8. На основании каких данных производится оценка грунтовых условий площадок строительства?

9. Какие сведения должны содержать материалы инженерно-геологических изысканий?

10. Дайте определение физическим характеристикам грунта?

11. Какие физические характеристики грунта относятся к основным?

12. Какие физические характеристики грунта относятся к дополнительным?

13. Назовите классификационные показатели песчаных и глинистых грунтов?

14. Как определить число пластичности и показатель текучести глинистого грунта?

15. Как определяют коэффициент водонасыщения песчаного грунта?

16. В каком случае необходимо определить плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды?

17. Что такое гранулометрический (зерновой) состав грунта и как он определяется?

18. Как определить показатель текучести глинистого грунта?

19. Дайте наименование глинистому грунту, если: $W_L = 0,40$, $W_p = 0,27$.

20. Установите показатель текучести глинистого грунта, если: $W = 0,32$, $W_L = 0,38$, $W_p = 0,26$.

21. Дать определение деформационным и прочностным характеристикам грунта.

22. Какие характеристик грунта называются фильтрационными, и в каких расчетах они используются?

23. Для каких расчетов используются деформационные характеристики грунта?

24. Для решения каких задач используются прочностные характеристики грунта?

25. Как классифицируются крупнообломочные и песчаные грунты по коэффициенту водонасыщения?

26. Какие грунты относятся к глинистым набухающим?

27. Какие грунты относятся лёссовым просадочным?

28. Перечислите особые виды грунтов, обладающие специфическими неблагоприятными свойствами.

29. Могут ли лёссовые просадочные грунты использоваться в качестве естественного основания сооружения?

30. Назовите характеристики просадочности и методы их определения?

31. Назовите характеристики набухания и методы их определения?

32. Какие бывают типы грунтовых условий по просадочности?

33. Какие грунтовые условия относятся к первому типу по просадочности?

34. Какие грунтовые условия относятся ко второму типу по просадочности?

35. Что такое сейсмическое микрорайонирование и для чего оно используется?

36. На какие вопросы нужно получить ответы при оценке грунтовых условий площадки строительства?

3 ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

3.1 Общие сведения

Рассмотрим поведение грунта при действии на него постоянно возрастающего давления от фундамента (рисунок 3.1). На графике, показывающем изменение осадки фундамента s в зависимости от прикладываемого давления p [далее $s = f(p)$], можно выделить два участка (Н. А. Цытович, 1963–1983; Р. А. Мангушев и др., 2000–2009; А. И. Полищук и др., 1990–2000). Первый участок « 0 – a » – линейный, его называют *фазой уплотнения* грунта (первая фаза). В строительном отношении такое состояние грунта является безопасным. Осадка фундамента происходит за счет смещения частиц грунта и уменьшения его пористости. В основании под краями фундамента начинают формироваться зоны сдвигов (зоны локального нарушения прочности). Давление, при котором заканчивается фаза уплотнения и начинают возникать зоны сдвигов, называется *начальным критическим давлением* p_n (рисунок 3.1, a , $б$).

Второй участок « a – b » нелинейный, его называют *фазой сдвигов* грунта (вторая фаза). В этом интервале давлений продолжается процесс уплотнения грунта и развитие зон сдвигов. Зоны сдвигов по мере роста внешней нагрузки развиваются до тех пор, пока грунтовое основание не потеряет свою несущую способность (устойчивость). Это проявляется, обычно, либо в виде выпора грунта из-под подошвы фундамента, либо в виде значительных осадок фундамента (провал фундамента). Одновременно с развитием зон сдвигов начинает формироваться под подошвой жесткое ядро, которое, разжимая грунт в стороны, обуславливает осадку фундамента. Давление, при котором под фундаментом полностью сформировались зоны сдвигов (зоны локального нарушения прочности) и исчерпывается несущая способность основания, называется *предельным критическим давлением* p_n (рисунок 3.1, a , $в$).

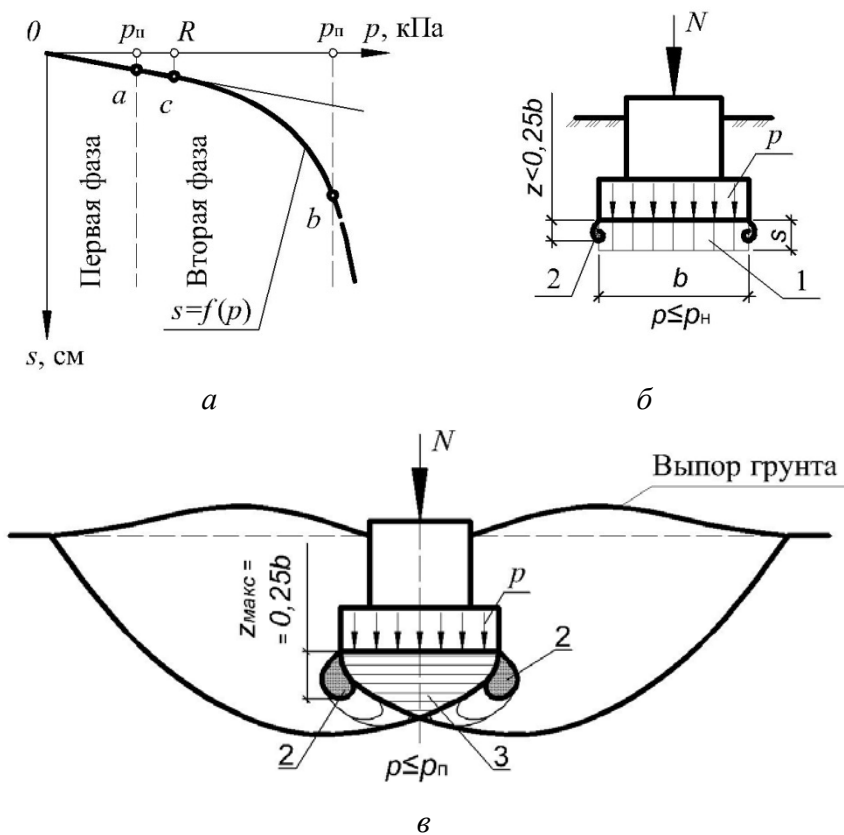


Рисунок 3.1 – Зависимость осадки фундамента S от прикладываемого давления p :

- a – график осадки фундамента; b – состояние грунта основания в фазе уплотнения ($p \leq p_n$); $в$ – состояние грунта основания в фазе сдвигов ($p \leq p_n$); 1 – эпюра осадок фундамента;
- 2 – зоны сдвигов грунта (зоны локального нарушения прочности);
- 3 – уплотненное ядро; p – давление по подошве фундамента; b – ширина подошвы фундамента (меньшая сторона)

Экспериментально установлено, что при постепенном нагружении фундамента на участке «а-с» происходит развитие зон сдвигов под краями подошвы фундамента. При этом, на рассматриваемом участке линейная зависимость осадок $s = f(p)$ практически не нарушается (рисунок 3.1, а). Для фундаментов мелкого заложения такая линейная зависимость наблюдается при давлении p , которое (в зависимости от свойств грунтов) обеспечивает глубину развития зон сдвигов z , не превышающую обычно $z < 0,25b$ (рисунок 3.1, а, б). Это давление p принято называть **расчетным сопротивлением грунта основания R** .

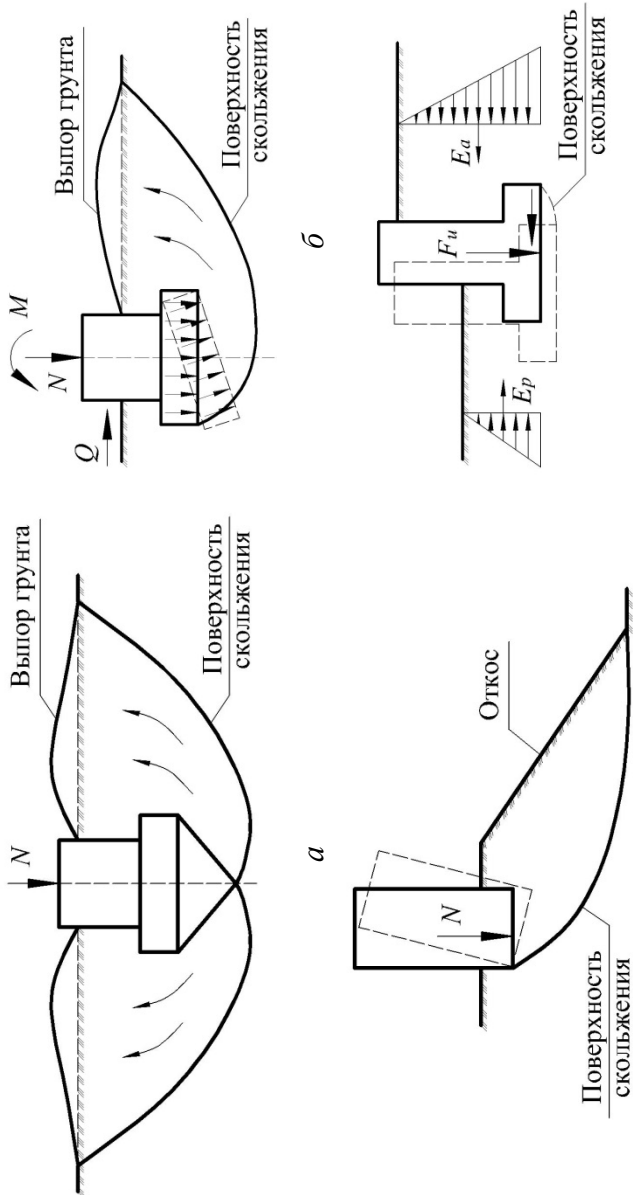
В зависимости от используемых параметров p_n , $p_{п}$, R расчет оснований фундаментов, согласно действующим нормативным документам (СП 22.13330.2011 – актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*) ведется по двум группам предельных состояний (А. А. Бартоломей, 2003; Л. В. Нудждин 2007-2017 и др.):

- по несущей способности (первая группа);
- по деформациям (вторая группа).

3.2 Расчет оснований фундаментов по несущей способности

Целью расчета оснований по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания.

Опыт строительства различных объектов показывает, что устойчивость грунтов в основании фундаментов нарушается при действии на них горизонтальных нагрузок, при возведении сооружений на откосах, при работе фундаментов на выдергивание. Несущая способность (устойчивость) основания фундаментов может быть нарушена и при действии вертикальных нагрузок, если оно сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми, заторфованными и органическими грунтами (рисунок 3.2) (Д. Г. Дегтярев и др., 2016).



а

б

Рисунок 3.2 – Характерные схемы потери устойчивости грунтов в основании фундаментов:
 а, б – соответственно при действии значительных вертикальных и горизонтальных нагрузок;
 в – при строительстве зданий, сооружений на бровке откосов;
 г – при строительстве подпорных стенок

Поэтому расчет оснований фундаментов зданий, сооружений по несущей способности рекомендуется выполнять в следующих случаях (СП 22.13330–2011, п. 5.7):

- 1) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (при строительстве подпорных стенок, при устройстве распорных конструкций, при возведении и эксплуатации зданий, сооружений в сейсмических районах и др.);
- 2) сооружение (здание) расположено на бровке откоса или вблизи него;
- 3) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами (при коэффициенте водонасыщения $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $C_\gamma \leq 10^7$ см/год);
- 4) основание сложено скальными грунтами;
- 5) здание, сооружение относится к первому уровню ответственности (ГОСТ 27751);
- 6) увеличивается нагрузка на основание при реконструкции зданий, сооружений.

Расчет основания фундаментов по несущей способности сводится к проверке условия:

$$F \leq \frac{F_u \cdot \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (3.1)$$

где F – расчетная нагрузка на основание (результатирующая) при ее наиболее невыгодном сочетании;

F_u – сила предельного сопротивления (несущая способность) основания для действующего направления нагружения, определяется по данным СП 22.13330.2011;

γ_c – коэффициент условий работы ($\gamma_c = 0,8–1,0$), в зависимости от вида грунта;

γ_n – коэффициент надежности ($\gamma_n = 1,1–1,25$) в зависимости от класса сооружения.

Для промышленных и гражданских зданий, сооружений расчет оснований по первой группе предельных состояний (несущей способности) в большинстве случаев является поверочным. Расчеты выполняются, обычно, в том случае, когда появляются реальные условия потери прочности и устойчивости оснований зданий и сооружений (Справочник геотехника, 2014 и др.).

3.3 Расчет оснований фундаментов по деформациям

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений грунта такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых общих и неравномерных осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений строительных конструкций, расстройств их соединений и т.п.).

Расчет оснований зданий, сооружений по второй группе предельных состояний (по деформациям) является основным (обязательным), так как обеспечивает их нормальную эксплуатацию и долговечность. Расчет оснований по деформациям производят исходя из условия (СП 22.13330.2011):

$$s \leq s_u, \quad (3.2)$$

где s – осадка основания фундамента (совместная деформация основания и сооружения), мм;

s_u – предельное значение осадки основания и фундамента (совместной деформации основания и сооружения), мм.

Левая часть условия (3.2) определяется расчетом. Она зависит от нагрузок, передаваемых на основание, основных размеров фундаментов, напластования грунтов и их деформационных свойств. Кроме того, расчетная осадка S зависит от

жесткости сооружения (здания), которая обеспечивает перераспределения давления между отдельными фундаментами и приводит к выравниванию неравномерностей осадок.

Правая часть условия (3.2) зависит от чувствительности строительных конструкций к неравномерным осадкам основания и эксплуатационных требований, предъявляемых к сооружениям (назначение здания, его архитектурный облик, работа оборудования и др.).

Величина s_u для некоторых типов зданий и сооружений установлена по опыту строительства и приводится в нормативных документах (СП 22.13330.2011).

Все расчеты оснований по деформациям должны производиться исходя из условия совместной работы сооружения (здания) и основания. В зависимости от типа сооружения (здания), его жесткостных параметров, грунтов строительной площадки, совместная деформация может характеризоваться (рисунок 3.3):

1. Абсолютной осадкой (подъемом) основания отдельного фундамента s_i (рисунок 3.3, а):

$$s_i \leq s_{ui}. \quad (3.2a)$$

2. Средней осадкой основания фундамента \bar{s} :

$$\bar{s} \leq \bar{s}_u. \quad (3.2б)$$

3. Относительной разностью осадок (подъемов) основания двух фундаментов $\Delta s_i/L$ (рисунок 3.3, б):

$$\frac{\Delta s_i}{L} \leq \frac{\Delta s_{ui}}{L}. \quad (3.2в)$$

4. Креном фундамента (сооружения) i (рисунок 3.3, в):

$$i \leq i_u. \quad (3.2г)$$

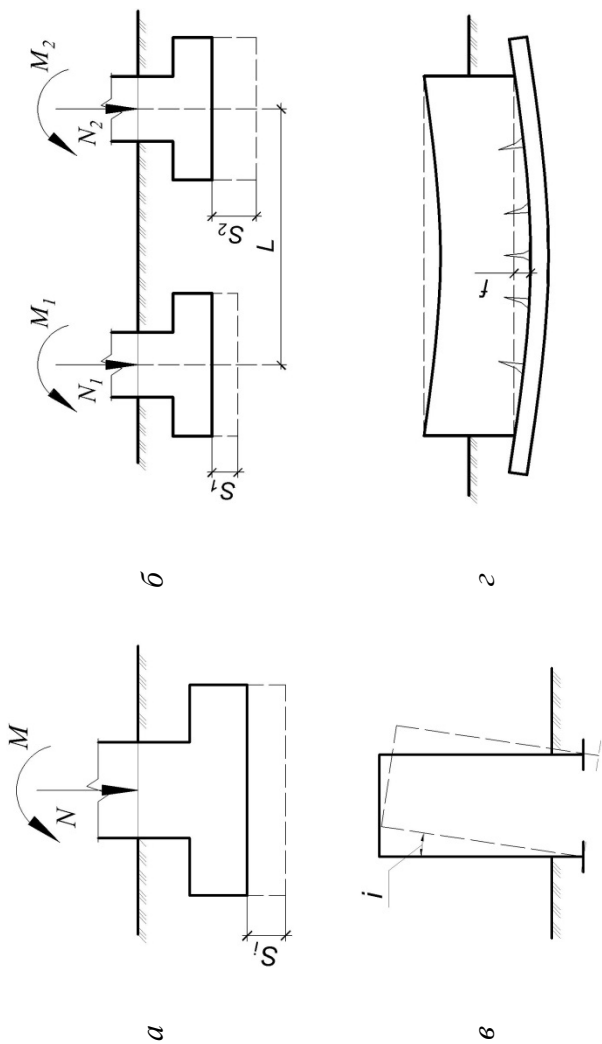


Рисунок 3.3 – Схемы совместных деформаций основания и сооружения:

a – абсолютная осадка s_i отдельного фундамента; b – относительная разность осадок $\Delta s_i/L$ (L – расстояние между фундаментами); $в$ – крен фундамента (сооружения) i ; $г$ – относительный прогиб или выгиб f/L (L – длина изгибаемого участка сооружения)

5. Относительным прогибом или выгибом f/L (рисунок 3.3, з):

$$\frac{f}{L} \leq \left(\frac{f}{L}\right)_u, \quad (3.2\delta)$$

где s_{ui} , \bar{s}_u , $\Delta s_{ui}/L$, i_u , $(f/L)_u$ – соответственно предельно допустимые значения абсолютной осадки (подъема) основания отдельного фундамента, средней осадки фундамента, относительной разности осадок (подъемов) двух фундаментах, крена фундамента, относительного прогиба или выгиба фундамента.

Могут быть и другие случаи совместной деформации основания и сооружения (кривизна изгибаемого участка сооружения, горизонтальные перемещения фундамента и др.).

Таким образом, вышеизложенное дает общее представление об основных принципах расчета оснований фундаментах мелкого заложения для промышленных и гражданских зданий, сооружений, заложенными в нормативные документы (СП 22.13330.2011).

3.4 Расчетное сопротивление грунта основания и его применение при проектировании фундаментах

Параметр (характеристика) расчетного сопротивления грунта основания R применяется при назначении размеров подошвы фундаментах промышленных и гражданских зданий. Параметр R соответствует такому давлению p на основание, которое является совершенно безопасным при нагружении фундамента. Расчетное сопротивление грунта основания R получено на основе теоретического решения начального критического давления p_n . Впервые в нашей стране формула для определения p_n была получена Н. Н. Пузыревским (1923–1929 гг.). В последующем это решение было усовершенствовано Н. М. Герсевановым (1930–1933 гг.), а затем О. К. Фрелихом

(1934 г.), что позволило получить формулу, имеющую вид:

$$p_{\text{н}} = \frac{\pi \cdot (\gamma' \cdot d + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' \cdot d, \quad (3.3)$$

где γ' – удельный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента, кН/м³;

d – глубина заложения подошвы фундамента, м;

c – удельное сцепление грунта, залегающего в уровне подошвы фундамента, кПа;

φ – угол внутреннего трения грунта, залегающего в уровне подошвы фундамента, рад.

Формула (3.3) получена в предположении, что зон сдвигов (зон локального нарушения прочности) в основании под краями фундамента не возникает, $z_{\text{макс}} = 0$ (рисунок 3.1). Однако, как показывает опыт эксплуатации фундамента, при некотором развитии зон сдвигов практически не нарушается линейная зависимость на графике осадок фундамента (участок «0–с» на рисунок 3.1, а). Исходя из этого положения, действующие нормативные документы (СП 22.13330.2011) допускают развитие зон сдвигов под подошвой фундамента на глубину $z_{\text{макс}} = 0,25b$ (b – ширина подошвы фундамента). При указанной глубине развития зон сдвигов под подошвой фундамента (рисунок 3.1, б) формула (3.3) может быть преобразована к виду:

$$p_{\text{н}} = \frac{\pi \cdot (0,25 \cdot \gamma \cdot b + \gamma' \cdot d + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' \cdot d, \quad (3.4)$$

где b – ширина подошвы фундамента (меньшая сторона), м;

γ – удельный вес грунта, залегающего ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

γ', d, c, φ – то же, что и в формуле (3.3).

Это давление p_H на грунтовое основание [формула (3.4)] в действующих нормах (СП 22.13330.2011) называют расчетным сопротивлением грунта основания R .

Таким образом, **расчетное сопротивление грунта основания R** – это такое безопасное давление на основание, при котором сохраняется линейная зависимость на графике осадок фундамента, а глубина развития зон локального нарушения прочности (глубина развития зон сдвигов) под краями фундамента не превышает размера $1/4$ ширины подошвы.

Формула (3.4) не всегда удобна к использованию в расчетах. При проектировании фундаментов в СП 22.13330.2011 формула (3.4) преобразована и имеет вид:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad (3.5)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3.1;

k – коэффициент надежности, принимаемый равным: $k = 1$ если прочностные характеристики грунта (c_{II}, φ_{II}) определены непосредственными испытаниями; $k = 1,1$ если они приняты по таблице СП 22.13330.2011 или другим источником;

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

$b, \gamma_{II}, \gamma'_{II}$ – то же, что и в формуле (3.4).

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 3.2 (в зависимости от угла внутреннего трения грунта основания φ_{II}), либо вычисляемые по формулам:

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{ctg\varphi_{II} + \varphi_{II} - \pi/2}; \quad (3.5a)$$

$$M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi_{II} + \varphi_{II} - \pi/2} + 1; \quad (3.5a)$$

$$M_c = \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg}\varphi_{II}}{\operatorname{ctg}\varphi_{II} + \varphi_{II} - \pi/2}.$$

d_1 – приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}, \quad (3.6)$$

здесь: h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} – толщина пола подвала, м; γ_{cf} – расчетный удельный вес материала пола подвала, кН/м³;

d_b – глубина подвала, равная расстоянию от уровня планировки до отметки пола подвала, м (для сооружений с подвалом, ширина которого $B \leq 20$ м и глубина более 2 м принимается $d_b = 2$ м; при ширине подвала $B > 20$ м – принимается $d_b = 0$ м);

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

Таким образом, формула (3.5) для определения расчетного сопротивления грунта основания R с учетом принятых коэффициентов и поправок, установленных на основе результатов исследований, позволяет считать ее универсальной и использовать для проектирования практически любых фундаментов мелкого заложения. При этом, несмотря на целый ряд допущений, заложенных в эту формулу, определение параметра расчетного сопротивления грунта основания R при проектировании фундаментов мелкого заложения является обязательным.

Таблица 3.1 – Коэффициенты условий работы γ_{c1}, γ_{c2}
(данные СП 22.13330.2011)

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

Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований. 2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимают равным единице. 3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяют интерполяцией. 4. Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равными единице.

Таблица 3.2 – Коэффициенты M_γ, M_q, M_c для определения расчетного сопротивления грунта основания (данные СП 22.13330.2011)

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Контрольные вопросы

- 1. Какое давление на грунт, при нагружении фундамента мелко заложения, называется начальным критическим?*
- 2. Какое давление на грунт, при нагружении фундамента мелко заложения, называется предельным критическим?*
- 3. На каком этапе и где при нагружении фундамента мелко заложения образуются зоны сдвигов грунта (зоны локального нарушения прочности)?*
- 4. Характеристика расчетного сопротивления грунта основания – для чего используется и как определяется?*
- 5. Назовите группы предельного состояния оснований фундаментов зданий?*
- 6. Цель расчета оснований фундаментов по первой группе предельных состояний?*
- 7. В каких случаях выполняется расчет оснований фундаментов по первой группе предельных состояний?*
- 8. В каких случаях выполняется расчет оснований фундаментов по второй группе предельных состояний?*
- 9. Запишите основное условие расчета оснований фундамента по первой группе предельных состояний?*
- 10. Запишите основное условие расчета оснований фундамента по второй группе предельных состояний?*
- 11. Какими видами деформаций может характеризоваться здание, сооружение при его эксплуатации?*
- 12. Для каких расчетов используется характеристика расчетного сопротивления грунта основания?*

4 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

4.1 Выбор глубины заложения подошвы фундамента

Чем меньше глубина заложения фундамента, тем меньше стоимость его возведения. Поэтому нужно стремиться при проектировании назначать глубину заложения фундамента наименьшей. Глубина заложения фундаментов d назначается в зависимости от конструктивных решений подземной части здания (наличия подвалов, технического подполья, подземных коммуникаций и др.), инженерно-геологических условий строительной площадки, величины и характера нагрузок на основание, а также возможного пучения грунтов при промерзании. Глубина заложения d исчисляется от поверхности планировки основания, а в некоторых случаях (для зданий с подвалами) от поверхности пола подвала или подполья (СП 22.13330.2011).

На этапе оценки грунтовых условий площадки строительства выбирается слой грунта, который является несущим для фундаментов проектируемого здания (см. параграф 2.1). При этом в дальнейшем рекомендуется придерживаться следующих общих правил:

- минимальная глубина заложения фундаментов принимается не менее 0,5 м от отметки планировки;
- глубина заложения фундамента в несущий слой грунта должна быть не менее 10–15 см;
- фундаменты рекомендуется по возможности закладывать выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ;
- в слоистых основаниях фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с близкой прочностью и сжимаемостью. Если это условие невыполнимо (основание слоистое с несогласным залеганием грун-

тов), то размеры подошвы фундаментов выбираются главным образом из условия выравнивания их осадок.

В пучинистых грунтах для наружных и внутренних стен глубина заложения d обычно назначается не менее расчетной глубины промерзания d_f . **К пучинистым грунтам** относятся мелкие и пылеватые пески, супеси, независимо от показателя текучести (консистенции), а также суглинки и глины с показателем текучести $I_L > 0,25$.

К непучинистым относятся грунты крупнообломочные с заполнителем (песок, гравий и др.) до 10 %; пески гравелистые, крупные и средней крупности; пески мелкие и пылеватые при $S_r < 0,6$, а также пески мелкие и пылеватые, содержащие менее 15 % по массе частиц мельче 0,05 мм (независимо от S_r). Глубина заложения фундаментов в таких грунтах не зависит от глубины промерзания в любых условиях. Минимальная глубина заложения d при этом принимается обычно не менее 0,5 м от спланированной поверхности.

Глубина заложения фундамента из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их вида, состояния, начальной влажности и уровня подземных вод в период промерзания (таблица 4.1). Промерзание водонасыщенных грунтов сопровождается образованием в них прослоек льда, толщина которых увеличивается по мере миграции воды из слоев, расположенных ниже уровня подземных вод. Это приводит к возникновению сил пучения по подошве и боковой поверхности фундамента, которые могут вызвать подъем сооружения. Последующее оттаивание таких грунтов приводит к резкому снижению их несущей способности и просадкам сооружения.

Расчетная глубина сезонного промерзания определяется по формуле:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (4.1)$$

Таблица 4.1 – Глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания грунтов (данные СП 22.13330.2011)

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	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	»
То же, при $I_L \geq 0$	»	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	»	То же
То же, при $I_L < 0,25$	»	Не менее $0,5 d_f$

Примечания: 1. В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn} . 2. Положение уровня подземных вод должно приниматься с учетом указаний пп. 2.17–2.21 СП 22.13330.2011.

где d_{fn} – нормативная глубина промерзания (м), определяемая по рекомендациям СП 22.13330.2011 (п. 5.5.2, 5.5.3), либо схематическим картам (рисунок 4.1); для песков и супесей значения d_{fn} , найденное по карте, следует умножить на коэффициент 1,2;

k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания (сооружения), принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых зданий по таблице 4.2; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых зданий $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} (м) при отсутствии данных многолетних наблюдений, согласно СП 22.13330.2011 (п. 5.5.3), следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \quad (4.2)$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СП (по строительной климатологии и геофизике), а при отсутствии в нем данных для конкретного пункта или района строительства – по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства;

d_0 – величина, принимаемая равной для суглинков и глин 0,23 м; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28 м; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30 м; крупнообломочных грунтов – 0,34 м.

Таблица 4.2 – Значения коэффициента k_h (данные СП 22.13330.2011)

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

Значение d_0 для грунтов неоднородного сложения определяют как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

Нормативная глубина промерзания грунта в районах, где $d_{fn} > 2,5$ м, а также в горных районах (где резко изменяются рельеф местности, инженерно-геологические и климатические условия), должна определяться теплотехническим расчетом в соответствии с требованиями СП 25.13330.2010 – Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.

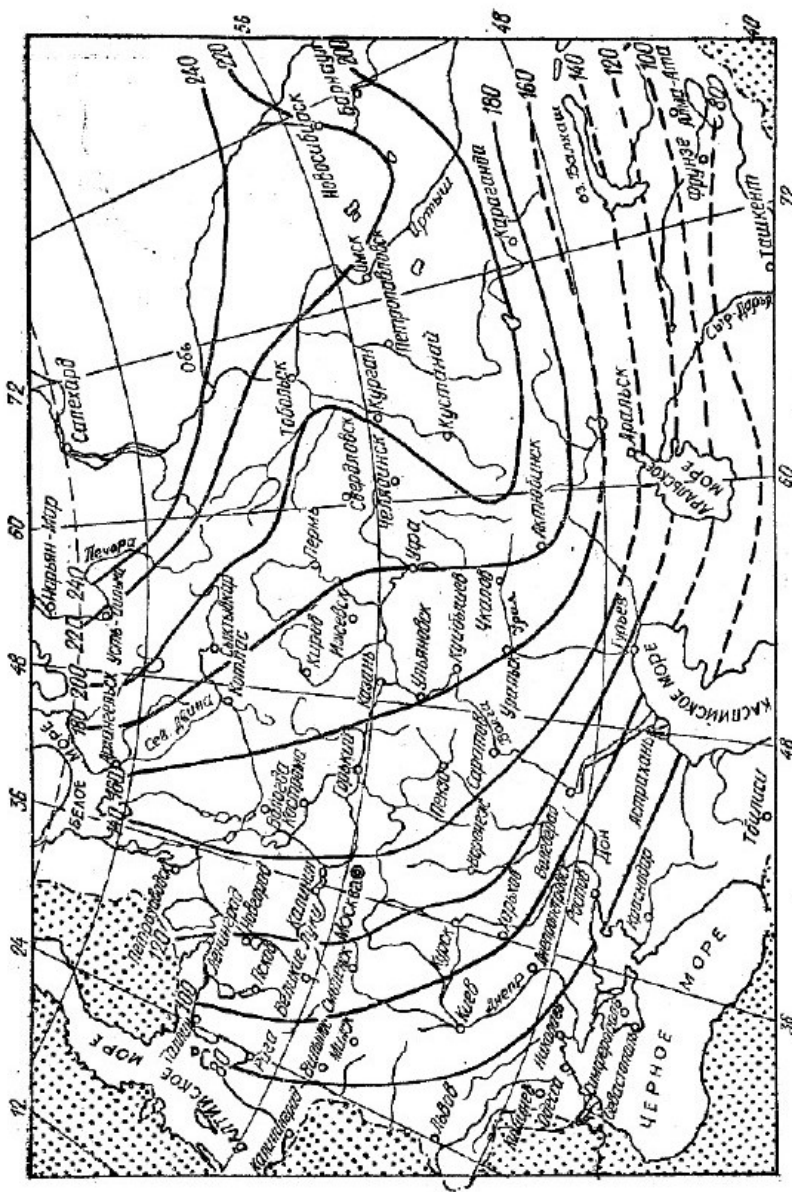


Рисунок 4.1 – Схематическая карта нормативных глубин промерзания суглинков и глин (изолинии нормативных глубин промерзания, обозначенные пунктиром, даны для малоисследованных районов) (данные Пособия к СНиП 2.02.01–83, 1986)

Пример 4.1. Определить глубину заложения фундаментов d под наружные колонны промышленного здания с полами по грунту.

Исходные данные. Здание отапливаемое, без подвала. Грунт – песок мелкий. Подземные воды в период промерзания находятся на глубине $d_w = 3,0$ м. Район строительства г. Новосибирск. Среднесуточная температура воздуха в помещении $t = 10$ °С.

Решение. Грунты площадки строительства относятся к пучинистым при промерзании. Руководствуясь картой, приведенной на рисунке 4.1, или рекомендациями параграфа 4.1, определяем нормативную глубину сезонного промерзания d_{fn} для г. Новосибирска: $d_{fn} = 2,2$ м. Тогда расчетная глубина промерзания d_f составит (рисунок 4.2):

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 2,2 = 1,54 \text{ м,}$$

где $k_h = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания, устанавливаемый по таблице 4.2.

Принимаем глубину заложения фундамента $d = 1,7$ м по конструктивным требованиям; высота конструкции фундамента должна быть обычно кратной 0,3 м.

Пример 4.2. Требуется определить глубину заложения фундамента d под наружную стену здания.

Исходные данные. Жилое шестиэтажное здание с отапливаемым подвалом строится в г. Уфе. Высота подвала $H_{п} = 2,8$ м, высота цоколя $H_{ц} = 0,8$ м (рисунок 4.3). Грунт – суглинок тугопластичный, $I_L = 0,45$. Подземные воды отсутствуют. Нормативная глубина сезонного промерзания $d_{fn} = 1,8$ м.

Решение. Вначале глубину заложения фундамента d назначаем по конструктивным соображениям. Для этого от

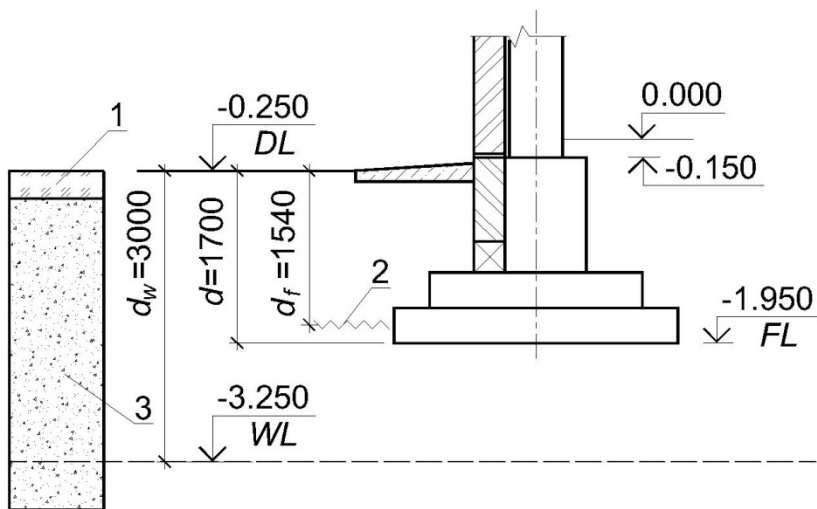


Рисунок 4.2 – Схема к назначению глубины заложения подошвы фундамента (пример 4.1):

DL – отметка планировки; FL – отметка заложения фундамента;

WL – отметка уровня подземных вод; 1 – насыпной грунт;

2 – расчетная глубина промерзания грунта; 3 – песок мелкий

поверхности планировки откладываем высоту цоколя $H_{ц} = 0,8$ м и принимаем полученную отметку за $\pm 0,000$.

От отметки пола первого этажа откладываем высоту подвала $H_{п} = 2,8$ м и получаем отметку пола подвала. Затем откладываем расстояние 500 мм, которое назначается с учетом высоты фундаментной подушки и толщины пола подвала; получаем глубину заложения подошвы фундамента $d = 2,8 + 0,5 - 0,8 = 2,5$ м (где $H_{ц} = 0,8$ м высота цоколя).

Так как грунт под подошвой фундамента пучинистый при промерзании (таблица 4.1), следовательно, глубина заложения должна быть не менее расчетной глубины промерзания d_f :

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ м,}$$

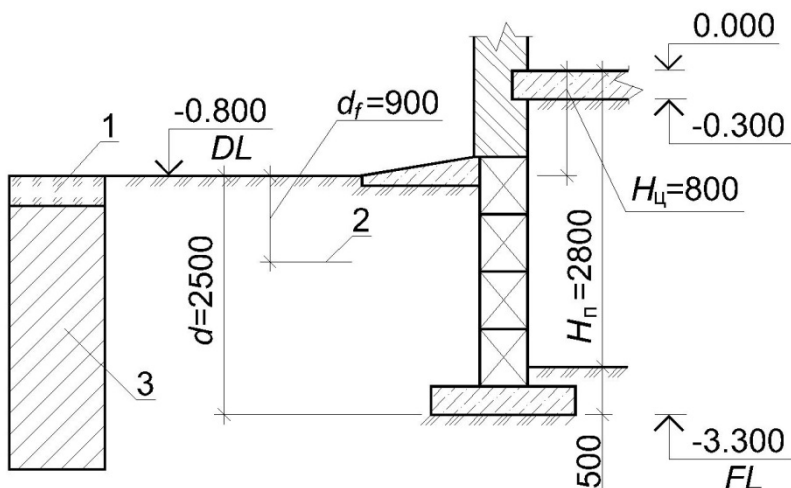


Рисунок 4.3 – Схема к назначению глубины заложения подошвы фундамента (пример 4.2):

DL – отметка планировки; FL – отметка заложения фундамента;

1 – насыпной грунт; 2 – расчетная глубина промерзания грунта;

3 – суглинок тугопластичный

где $k_h = 0,5$ – коэффициент, принимаемый по таблице 4.2.

Условие $d > d_f$ ($2,5 \text{ м} > 0,9 \text{ м}$) выполняется.

Окончательно принимаем глубину заложения фундамента $d = 2,5 \text{ м}$ по конструктивным требованиям.

При назначении глубины заложения фундамента d следует учитывать, что данными таблицы 4.1 необходимо пользоваться, если здание не отапливается или имеет неотапливаемый подвал (техподполье) с отрицательной температурой в зимний период. Глубина заложения при этом исчисляется при отсутствии подвала и технического подполья – от уровня планировки, а при его наличии – от пола подвала или технического подполья.

4.2 Определение размеров подошвы фундаментов зданий, сооружений

В настоящее время для определения размеров подошвы фундаментов наибольшее распространение получил *метод последовательных приближений* (С. Б. Ухов и др., 2007; Р. А. Мангушев и др., 2009; А. И. Полищук и др., 1990–2003). Согласно этому методу размерами опорной площади вначале задаются по конструктивным соображениям, затем производится проверка условий (рисунок 4.4):

$$p_{max} \leq 1,2R, \quad (4.3)$$

$$p_{min} \geq 0, \quad (4.4)$$

$$p \leq R, \quad (4.5)$$

где p_{max} , p_{min} – соответственно максимальное и минимальное давление под краем подошвы фундамента от нагрузок, принимаемых для расчета оснований по деформациям, кПа;
 p – среднее давление по подошве фундамента, кПа.
 R – расчетное сопротивление грунта основания, кПа.

Величины p_{max} , p_{min} , p рассчитываются по формулам:

$$p_{max} = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W}, \quad (4.3a)$$

$$p_{min} = \frac{\sum N}{A} - \frac{\sum M}{W}, \quad (4.4a)$$

$$p = \frac{\sum N}{A}, \quad (4.5a)$$

где $\sum N$ – суммарная вертикальная сила на уровне подошвы фундамента, кН:

$$\sum N = N + G, \quad (4.6)$$

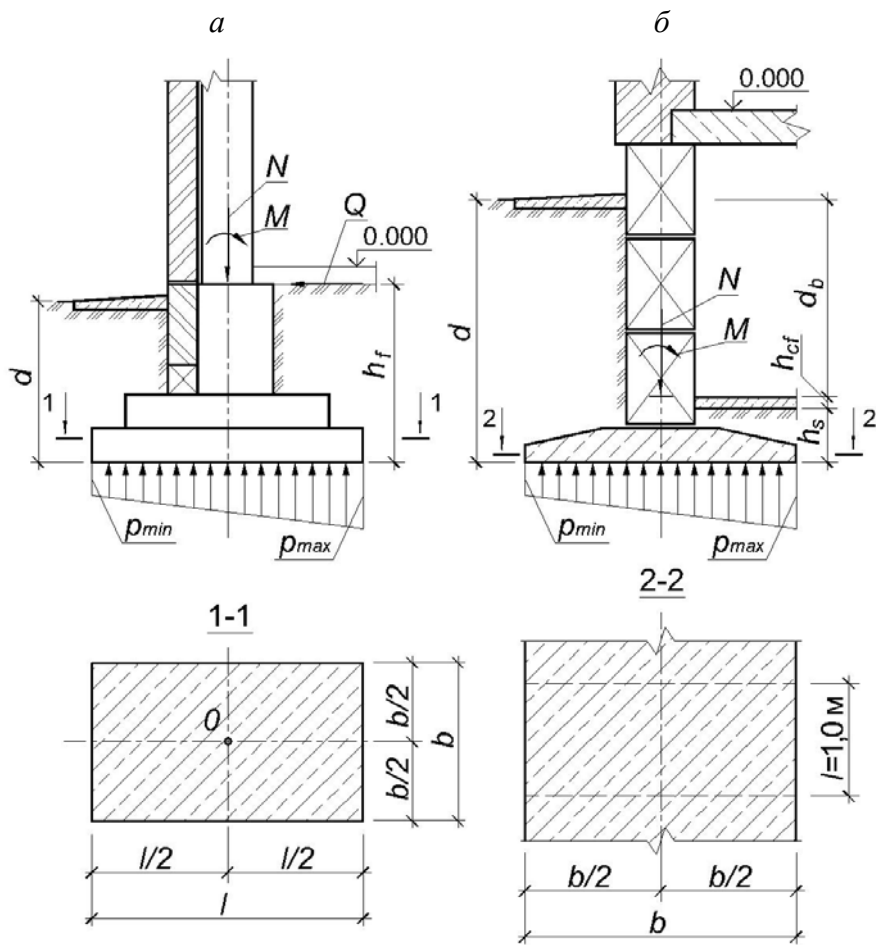


Рисунок 4.4 – Расчетные схемы проектируемых фундаментов:
a – отдельно стоящих для зданий без подвала; *б* – ленточных для зданий с подвалом; p_{max} , p_{min} – соответственно максимальное и минимальное давление по подошве фундамента, кПа; l , b – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м; d – глубина заложения фундамента, м; h_f – высота фундамента, м; Q , N , M – нагрузки, действующие на фундамент; h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м; d_b – глубина подвала, м

где N – вертикальная сила, действующая на фундамент на уровне отметки планировки, его обреза или пола подвала, кН;

G – нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах, кН:

$$G = A \cdot \bar{\gamma} \cdot d, \quad (4.7)$$

где A – площадь подошвы фундамента, м²;

$\bar{\gamma}$ – осредненное значение удельного веса материала фундамента и грунта на его обрезах, кН/м³ (принимается равным $\bar{\gamma} = 20 \div 22$ кН/м³);

d – глубина заложения фундамента от уровня планировки, м;

$\sum M$ – суммарный момент сил относительно центра тяжести подошвы фундамента, кНм;

W – момент сопротивления подошвы фундамента, м³.

При определении суммарного момента сил $\sum M$ относительно центра тяжести подошвы фундамента должны учитываться также горизонтальные (поперечные) силы, действующие на строительные конструкции. Например, для расчета отдельно стоящего внецентренно нагруженного фундамента промышленного здания момент сил относительно подошвы устанавливается как (рисунок 4.4а):

$$\sum M = M + Q \cdot h_f, \quad (4.8)$$

где M – изгибающий момент, действующий на фундамент, кНм;

Q – поперечная (горизонтальная сила), действующая на фундамент, кН;

h_f – расстояние от уровня подошвы до линии действия поперечной силы (высота фундамента), м.

Расчетное сопротивление грунта основания R определяется по формуле (3.5) согласно параграфа 3.4.

В качестве первого приближения при подборе размеров подошвы отдельных фундаментов может быть принята площадь A , установленная с учетом табличных значений расчетного сопротивления грунта R_0 (см. параграф 2.1, таблицы 2.1–2.3):

$$A = k_m \cdot \frac{N}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} \quad (4.9)$$

где N , $\bar{\gamma}$, d – то же, что и в формулах (4.6) и (4.7);

k_m – коэффициент, учитывающий наличие моментов сил и принимаемый равным: $k_m = 1,15 \div 1,25$ при внецентренном нагружении фундаментов; $k_m = 1$ – то же, при центральном нагружении;

Затем, в случае проектирования внецентренно нагруженных отдельных фундаментов с прямоугольной формой подошвы (рисунок 4.4а) задаются соотношением ее сторон (чаще меньшей стороны к большей):

$$\eta = \frac{b}{l} = 0,5 \div 0,8. \quad (4.9a)$$

Тогда размер большей стороны подошвы l (обычно в плоскости действия момента M) определяют как:

$$l = \frac{b}{\eta}, \quad (4.10)$$

меньшей стороны b (ширины подошвы):

$$b = \eta \cdot l, \quad (4.11)$$

и площади:

$$A = l \cdot b = \frac{b^2}{\eta}. \quad (4.12)$$

Для фундаментов с круглой формой подошвы диаметр D подбирают как:

$$D = 2 \sqrt{\frac{A}{\pi}}. \quad (4.13)$$

В случае проектирования ленточных фундаментов (рисунки 4.4, б) задаются размером $l = 1$ м. Тогда размер b (ширина подошвы) устанавливаем по формуле:

$$b = k_m \cdot \frac{N}{l \cdot (R_0 - \bar{\gamma} \cdot d)}. \quad (4.13a)$$

где принятые обозначения те же, что и в формулах (4.6), (4.7) и (4.9).

С учетом принятых таким образом размеров подошвы фундамента вычисляют максимальное p_{max} и минимальное p_{min} давления под краями согласно (4.3a) и (4.4a) и среднее давление p по формуле (4.5a).

После вычисления значений p_{max} , p_{min} , p по (4.3a) и (4.4a) проверяют условия (4.3) и (4.4). При этом одно из двух условий (4.3) или (4.4) должно выполняться с заданной точностью (например, 1–5 %). Если условия (4.3), (4.4) не выполняются, то изменяют обычно размеры подошвы или глубину заложения фундамента (возможно, одновременно и размеры, и глубину) и расчет повторяют. Случай проектирования фундаментов мелкого заложения с частичным отрывом подошвы от грунта основания [$p_{min} < 0$ по условию (4.4)] в настоящем параграфе не рассматривается.

Пример 4.3. Определить размеры подошвы фундаментов под внутреннюю и наружную стены гражданского шестиэтажного здания с подвалом (рисунок 4.5).

Исходные данные. Размеры здания в плане составляют: длина $L = 48$ м, ширина $B = 21$ м. Грунт основания – песок мелкий, средней плотности, влажный (средней степени водонасыщения). Глубина заложения фундаментов $d = 2,1$ м. Удельный вес грунта, залегающего ниже подошвы фундамента, $\gamma_{II} = 19$ кН/м³; угол внутреннего трения φ_{II} и удельное сцепление c_{II} в уровне подошвы фундамента составляют: $\varphi_{II} = 30^\circ$, $c_{II} = 1$ кПа (0,01 кгс/см²). Пол подвала бетонный с цементной стяжкой, толщиной $h_{cf} = 0,1$ м и удельным весом материала пола $\gamma_{cf} = 22$ кН/м³. Расстояние от низа конструкции пола до подошвы фундамента $h_s = 0,5$ м. Табличное значение расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 180$ кПа.

Считаем, что фундамент нагружен центрально. Расчетная погонная нагрузка (коэффициент перегрузки $n = 1$) для наружной стены на уровне планировочной отметки земли $N_{II,н} = 268$ кН/м.п. (26,8 тс/м.п.), для внутренней стены на уровне отметки пола подвала $N_{II,в} = 370$ кН/м.п. (37 тс/м.п.). Плитная часть ленточного фундамента выполнена из монолитного железобетона.

Решение. Фундамент под наружную стену. Ширину подошвы фундамента в первом приближении определяем по формуле (4.13а):

$$b_n = \frac{N_{II,1}}{l \cdot (R_0 - \bar{\gamma} \cdot d)} = \frac{268}{1,0 \cdot (180 - 20 \cdot 2,1)} = 1,94 \text{ м,}$$

где $\bar{\gamma} = 20$ кН/м³ – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его обрезках;

l – участок фундамента длиной 1 м (рисунок 4.4, б).

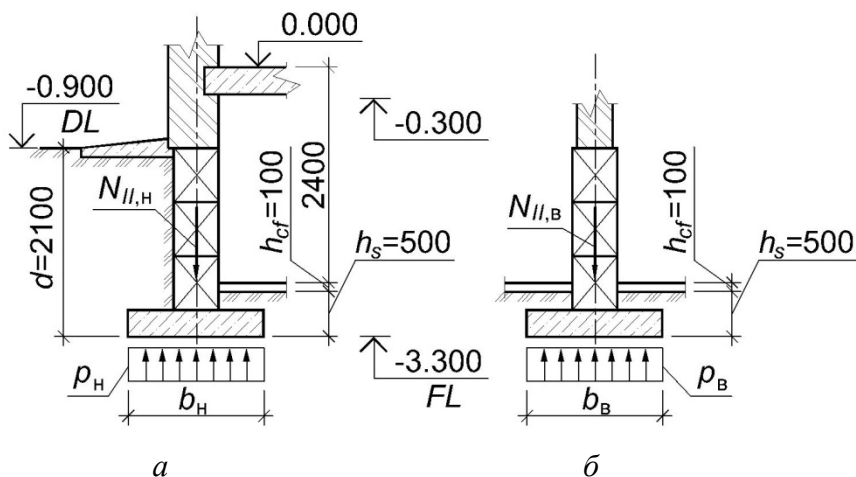


Рисунок 4.5 – Схема к определению размеров подошвы ленточных фундаментов гражданского здания (пример 4.3):
a, б – соответственно под наружную и внутреннюю стены

Принимаем для дальнейших расчетов $b_H = 2,1$ м. Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания R по формуле (3.5):

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \times \\
 &\times \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1} [1,15 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 19 + 5,59 \cdot 0,62 \times \\
 &\times 19 + (5,59 - 1) \cdot 1,5 \cdot 19 + 7,95 \cdot 1] = \\
 &= 385 \text{ кПа (35,82 тс/м}^2\text{)},
 \end{aligned}$$

где $\gamma_{c1} = 1,3$ и $\gamma_{c2} = 1,1$ – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3.1;

$k = 1$, так как прочностные характеристики (φ_{II} и c_{II}) определялись непосредственными испытаниями;

$M_\gamma = 1,15$, $M_q = 5,59$, $M_c = 7,95$ – коэффициенты, принимаемые в зависимости от φ по таблице 3.2;

$k_z = 1$ – коэффициент, принимаемый в зависимости от ширины подошвы фундамента (при $b < 10$ м);

$\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$ – усредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды);

$\gamma'_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$ – то же, выше подошвы;

$c_{II} = 1 \text{ кПа}$ – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

d_1 – приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0,5 + 0,1 \cdot \frac{22}{19} = 0,62 \text{ м},$$

$d_b = 2,4 - 0,9 = 1,5 \text{ м}$ – глубина подвала от поверхности планировки (рисунок 4.5).

Среднее давление по подошве фундамента p_n под наружную стену должно быть не более расчетного сопротивления грунта основания R (отклонение может быть в пределах 5 %).

$$p_n = \frac{N_{II,n} + G}{A} = \frac{268 + 88,2}{2,1} = 169,6 \text{ кПа} < R = 358,2 \text{ кПа},$$

где $G = b \cdot l \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 2,1 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 20 = 88,2 \text{ кН}$ – нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах на участке фундамента $l = 1 \text{ м}$ (рисунок 4.5, а).

Условие $p \leq R$ выполняется, но с большим запасом. Коэффициент запаса $k_{3,1}$ равен:

$$k_{3,н} = \frac{R - p_n}{R} \cdot 100\% = \frac{358,2 - 169,6}{358,2} \cdot 100\% = 53\%.$$

Так как коэффициент запаса $k_{3,н}$ больше 5 %, то необходимо уменьшить площадь подошвы фундаменты под наружную стену. Принимаем $b_н = 1$ м.

Вычисляем повторно расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1} [1,15 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 19 + 5,59 \cdot 0,62 \cdot 19 + (5,59 - 1) \times \times 1,5 \cdot 19 + 7,95 \cdot 1] = 323 \text{ кПа.}$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$p_н = \frac{N_{II,н} + G}{A} = \frac{268 + 42}{1,0 \cdot 1,0} = 310 \text{ кПа} < R = 323 \text{ кПа,}$$

$$G = b \cdot l \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 1,0 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 20 = 42 \text{ кН.}$$

Определяем коэффициент запаса:

$$k_{3,н} = \frac{323 - 310}{323} \cdot 100\% = 4 \text{ \%}.$$

Условие $p \leq R$ выполняется ($k_{3,н} = 4 \text{ \%}$). Поэтому окончательно принимаем ширину фундамента под наружную стену $b_н = 1$ м.

Фундамент под внутреннюю стену. Ширина подошвы фундамента в первом приближении, согласно формуле (4.13а), равна:

$$b_в = k_m \cdot \frac{N_{II,в}}{l \cdot (R_0 - \bar{\gamma} \cdot d)} = 1,0 \cdot \frac{370}{1,0 \cdot (180 - 20 \cdot 0,6)} = 2,2 \text{ м.}$$

Принимаем для дальнейших расчетов $b_в = 2,4$ м. При вычислении расчетного сопротивления грунта основания R для

фундамента под внутреннюю стену здания принимаем $d_1 = 0,6$ м, $d_b = 0$ м согласно формулы (3.5).

Расчетное сопротивление грунта основания R составляет:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1} [1,15 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 19 + 5,59 \cdot 0,6 \cdot 19 + (5,59 - 1) \times \times 0 \cdot 19 + 7,95 \cdot 1] = 177 \text{ кПа (17,7 тс/м}^2\text{)}.$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$p_b = \frac{N_{II,B} + G}{A} = \frac{370 + 34}{2,4} = 168 \text{ кПа} < R = 177 \text{ кПа},$$
$$G = b \cdot l \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 2,4 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 23 = 34 \text{ кН}.$$

Определяем коэффициент запаса:

$$k_{з.в} = \frac{177 - 168}{177} \cdot 100\% = 5,1 \text{ \%}.$$

Условие $p \leq R$ выполняется ($k_{з.в} = 5,1 \text{ \%}$). Поэтому окончательно принимаем ширину фундамента под наружную стену $b_b = 2,4$ м.

Следует обратить внимание на результаты полученных значений расчетного сопротивления грунта основания R . Оказывается, что один и тот же грунт на одной и той же глубине от поверхности внутри здания способен нести нагрузку вдвое меньшую ($R = 177$ кПа), чем под наружными фундаментами ($R = 323$ кПа), что может показаться неправдоподобным. Идея такого подхода к определению R с учетом приведенной глубины заложения фундаментов d_1 заключается в том, что при снятии природного давления (напряжения) грунт в котловане разуплотняется и может произойти его выпирание из-под подошвы фундамента (Справочник проектировщика, 1985; Посobie к СНиП 2.02.01–83, 1986 и др.).

Пример 4.4. Определить размеры подошвы внецентренно нагруженного фундамента под колонну промышленного здания (рисунок 4.6).

Исходные данные. Расчетные нагрузки (при $n = 1$) основного, наиболее невыгодного сочетания на уровне планировки, составляют: $N = 2260$ кН (226 тс); $M = 465$ кНм (46,5 тсм); $Q = 35$ кН (3,5 тс). Глубина заложения фундамента $d = 2,0$ м. Грунты основания сложены тугопластичными глинами ($I_L = 0,49$; $e = 0,73$). Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 19,2$ кН/м³, угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 20^\circ$, удельное сцепление $c_{II} = 32$ кПа (0,32 кгс/см²). Табличное значение расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 310$ кПа (3,1 кгс/см²).

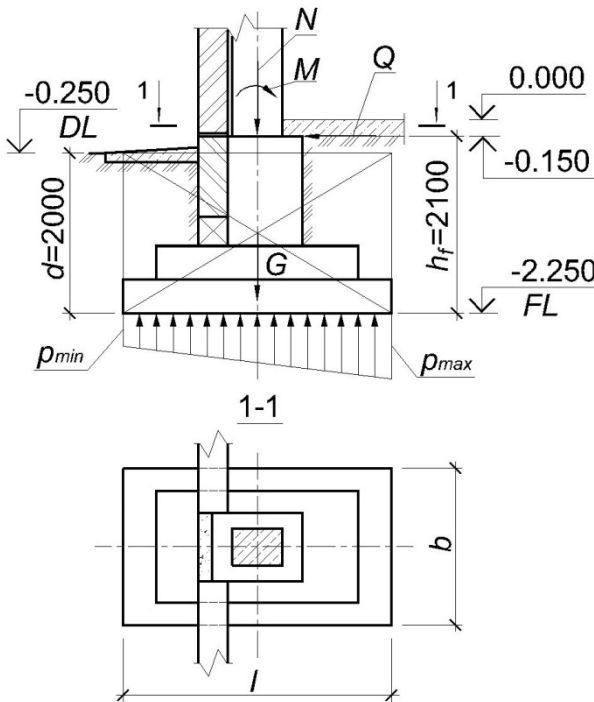


Рисунок 4.6 – Схема к определению размеров подошвы фундамента под колонну промышленного здания (пример 4.4)

Решение. Площадь подошвы фундамента, в первом приближении, согласно формуле (4.9) равна:

$$A = k_m \cdot \frac{N}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{1,2 \cdot 2260}{310 - 20 \cdot 2} = 10,0 \text{ м}^2,$$

где $k_m = 1,2$ – коэффициент, учитывающий действие момента сил;

$\bar{\gamma} = 20 \text{ кН/м}^3$ – то же, что и в формуле (4.7).

На основание передаются вертикальные, горизонтальные и моментные нагрузки. Поэтому подошву фундамента принимаем прямоугольной формы в плане. Для определения размеров подошвы задаемся соотношением сторон $b = 0,7l$ [см. формулу (4.9a)–(4.12)]. Тогда:

$$l = \sqrt{\frac{A}{0,7}} = \sqrt{\frac{10,0}{0,7}} \approx 3,9 \text{ м}; \quad b = 0,7 \cdot 3,9 = 2,7 \text{ м}.$$

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания R по формуле (3.5). Для несущего слоя грунта коэффициенты $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,0$ (таблица 3.1); $k = 1$; $M_\gamma = 0,51$; $M_q = 3,06$; $M_c = 5,66$ (таблица 3.2); $k_z = 1$ (ширина фундамента $b < 10 \text{ м}$); $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 19,2 \text{ кН/м}^3$; $d = d_1 = 2,0 \text{ м}$; $d_b = 0$.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 19,2 + 3,06 \cdot 2,0 \cdot 19,2 + 5,66 \cdot 32] = \\ = 390 \text{ кПа (3,9 кгс/см}^2\text{)}.$$

Максимальное p_{max} , минимальное p_{min} и среднее p давления по подошве внецентренно нагруженного фундамента должны удовлетворять условиям (4.3)–(4.5):

$$\left. \begin{aligned} p_{max} &\leq 1,2R; \\ p_{min} &> 0; \\ p &< R. \end{aligned} \right\}$$

$$\begin{aligned} p_{max} &= \frac{N + G}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{2260 + 421}{2,7 \cdot 3,9} + \frac{538,5}{6,9} = \\ &= 332,7 \text{ кПа} < 1,2R = 468 \text{ кПа}, \end{aligned}$$

где $\sum M = M + Q \cdot h_f = 465 + 35 \cdot 2,1 = 538,5$ кНм (53,85 тсм);

$$G = l \cdot b \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 3,9 \cdot 2,7 \cdot 2 \cdot 20 = 421 \text{ кН};$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 3,9^2}{6} = 6,9 \text{ м}^3;$$

$$\begin{aligned} p_{min} &= \frac{N + G}{A} - \frac{\sum M}{W} = \frac{2260 + 421}{2,7 \cdot 3,9} - \frac{538,5}{6,9} = \\ &= 176,6 \text{ кПа} > 0, \end{aligned}$$

$$p = \frac{N + G}{A} = \frac{2260 + 421}{2,7 \cdot 3,9} = 254,6 \text{ кПа} < R = 390 \text{ кПа}.$$

Определяем коэффициенты запаса:

$$k_{3.1} = \frac{1,2R - p_{max}}{1,2R} \cdot 100\% = \frac{468 - 332,7}{468} \cdot 100\% = 28,9 \%;$$

$$k_{3.2} = \frac{R - p}{R} \cdot 100\% = \frac{390 - 254,6}{390} \cdot 100\% = 34,7 \%;$$

Условие $p_{max} \leq 1,2R$ выполняется с большим запасом ($k_{3.1} = 28,9 \%$). Поэтому уменьшаем размеры подошвы и принимаем их равными $b = 2,4$ м, $l = 3,3$ м.

Вычисляем повторно расчетное сопротивление грунта основания R :

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 19,2 + 3,06 \cdot 2,0 \cdot 19,2 + 5,66 \cdot 32] = 386,6 \text{ кПа (3,9 кгс/см}^2\text{)}.$$

Давления на основание по подошве фундамента равны:

$$p_{max} = \frac{N + G}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{2260 + 316,8}{2,4 \cdot 3,3} + \frac{538,5}{4,4} = 447,7 \text{ кПа} < 1,2R = 463,9 \text{ кПа},$$

где $\sum M = M + Q \cdot h_f = 465 + 35 \cdot 2,1 = 538,5 \text{ кНм}$ (53,85 тсм);

$$G = l \cdot b \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 3,3 \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 20 = 316,8 \text{ кН};$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 3,3^2}{6} = 4,4 \text{ м}^3;$$

$$p_{min} = \frac{N + G}{A} - \frac{\sum M}{W} = \frac{2260 + 316,8}{2,4 \cdot 3,3} - \frac{538,5}{4,4} = 203 \text{ кПа} > 0,$$

$$p = \frac{N + G}{A} = \frac{2260 + 316,8}{2,4 \cdot 3,3} = 325,4 \text{ кПа} < R = 386,6 \text{ кПа}.$$

Определяем коэффициенты запаса:

$$k_{3.1} = \frac{1,2R - p_{max}}{1,2R} \cdot 100\% = \frac{463,9 - 447,7}{463,9} \cdot 100\% = 3,5 \%;$$

$$k_{3.2} = \frac{R - p}{R} \cdot 100\% = \frac{386,6 - 325,4}{386,6} \cdot 100\% = 15,8 \%;$$

Условие $p_{max} \leq 1,2R$ выполняется ($k_{3.1} = 3,5 \%$). Поэтому

окончательно принимаем размеры подошвы фундамента $b = 2,4$ м, $l = 3,3$ м.

Необходимо отметить, что для промышленных зданий проверку давлений по подошве фундаментов (p_{max} , p_{min}) необходимо производить на несколько (минимум на два) наиболее невыгодных сочетаний нагрузок. Например, на сочетание максимальной вертикальной нагрузки и соответствующего ей момента (N_{max} , M) и на сочетание максимального момента сил и соответствующей этому моменту вертикальной нагрузки (M_{max} , N) (А. В. Пилягин, 2005–2017 и др.).

Таким образом, рассмотренный подход к определению размеров подошвы фундаментов позволяет выполнять проектирование при их центральном и внецентренном нагружении с учетом действующих нормативных документов.

4.3 Проверка прочности подстилающего слоя в основании фундаментов

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов на определенной глубине слоя более слабого грунта (подстилающий слой), чем вышележащий слой (несущий), залегающий непосредственно под подошвой, размеры фундаментов должны назначаться с учетом проверки прочности подстилающего слоя (рисунок 4.7) (СП 22.13330.2011):

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (4.14)$$

где σ_{zg} , σ_{zp} – соответственно средние значения вертикального нормального напряжения в грунте от собственного веса и внешней нагрузки в уровне подстилающего слоя, кПа;

$\sigma_{z\gamma}$ – среднее значение вертикального нормального напряжения в грунте от его собственного веса, выбранного при отрывке котлована в уровне подстилающего слоя, кПа;

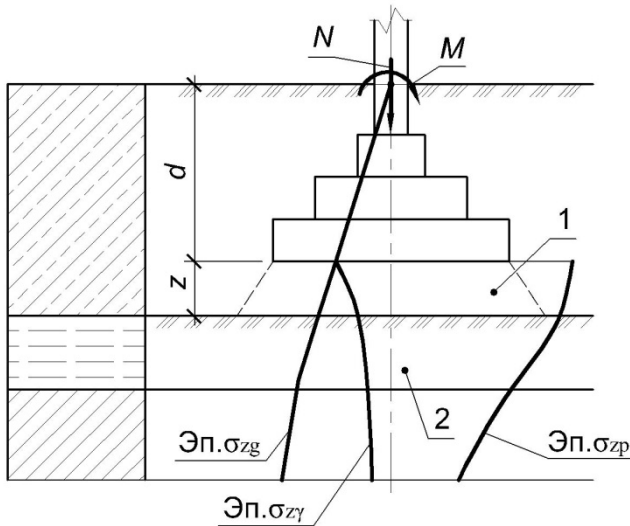


Рисунок 4.7 – Расчетная схема к проверке прочности подстилающего слоя в основании фундамента:
1 – несущий слой грунта основания; 2 – подстилающий слой

R_z – расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта (кПа), вычисленное по формуле (3.5) для условного фундамента шириной b_z , м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + \left(\frac{l-b}{2}\right)^2} - \frac{l-b}{2}, \quad (4.15)$$

где l, b – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м;
 A_z – площадь подошвы условного фундамента, m^2 , вычисляемая по формуле:

$$A_z = \frac{N + G}{\sigma_{zр}}, \quad (4.16)$$

где N, G – то же, что и в формуле (4.6) и (4.7).

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} , кПа, на границе подстилающего слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma'_{II} \cdot d + \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i, \quad (4.17)$$

где γ'_{II} – средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³;

d – глубина заложения фундамента, м;

$\gamma_{II,i}$, h_i – соответственно удельный вес (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³, и толщина i -го слоя грунта, залегающего выше границы подстилающего слоя на глубине z от подошвы фундамента, м.

Вертикальное напряжение от внешней нагрузки σ_{zp} зависит от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Для прямоугольных, круглых и ленточных в плане фундамента значения σ_{zp} , кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, определяют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (4.18)$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по таблице 4.3 в зависимости от относительной глубины ξ , равной $2z/b$;

p – среднее давление по подошве фундамента, кПа.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zy} , кПа, выбранного при устройстве котлована, в уровне подстилающего слоя на глубине z от подошвы прямоугольных,

Таблица 4.3 – Значения коэффициентов рассеивания напряжений α
(данные СП 22.13330.2011)

ξ	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126

Продолжение таблицы 4.3

ξ	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
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

Примечание: 1. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения принимают как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$. 2. Для промежуточных значений ξ и η коэффициенты определяют интерполяцией.

круглых и ленточных в плане фундаментов определяют по формуле:

$$\sigma_{zy} = \alpha \cdot \sigma_{zg,0}, \quad (4.19)$$

где α – то же, что и в формуле (4.18);

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа.

При этом в расчете σ_{zy} при определении значений коэффициента α используются размеры в плане не фундамента, а котлована (траншеи, приямка). Несоблюдение данных требований может привести к значительным деформациям, а также к потере несущей способности основания.

О наличии более слабого слоя грунта в основании, по сравнению с вышележащими слоями, можно судить по прочностным характеристикам φ и c , табличному значению расчетного сопротивления грунта основания R_0 и модулю общей деформации E_0 . Для подстилающего слоя данные характеристики меньше, чем для вышележащих грунтов, залегающих под подошвой фундаментов.

Пример 4.5. Проверить прочность подстилающего слоя и в случае необходимости уточнить размеры подошвы фундамента (рисунок 4.8).

Исходные данные. На фундамент передается вертикальная нагрузка $N = 1050$ кН (105 тс). С поверхности до глубины 3,5 м залегают плотные пески средней крупности с характеристиками: $\varphi_{II} = 36^\circ$; $\gamma_{II} = 17,9$ кН/м³; $c_{II} = 1$ кПа (0,01 кгс/см²). Табличное значение расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 500$ кПа (5 кгс/см²). Пески подстилаются глиной мягкопластичной с характеристиками: $I_L = 0,6$; $\varphi_{II} = 20^\circ$; $\gamma_{II} = 18,3$ кН/м³; $c_{II} = 21$ кПа (0,21 кгс/см²). Табличное значение расчетного сопротивления грунта основания (глины) $R_0 = 240$ кПа (2,4 кгс/см²). Глубина заложения фундамента $d = 2$ м. Фундамент прямоугольный в плане с размерами $b = 1,2$ м, $l = 1,8$ м.

Решение. Перед выполнением проверки прочности подстилающего слоя проверим условие (4.5); сравним давление p по подошве фундамента с расчетным сопротивлением грунта основания R (песок средней крупности). Для этого определяем среднее давление p :

$$p = \frac{N + G}{A} = \frac{1050 + 1,2 \cdot 1,8 \cdot 2,0 \cdot 20}{1,2 \cdot 1,8} = 526,1 \text{ кПа.}$$

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания R в уровне подошвы фундамента по формуле (3.5):

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \times \\ \times \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1} [1,81 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 17,9 + 8,24 \cdot 2,0 \times \\ \times 17,9 + 9,97 \cdot 1] = 577,7 \text{ кПа,}$$

где $\gamma_{c1} = 1,4$ и $\gamma_{c2} = 1,2$ – коэффициенты условий работы,

принимаемые по таблице 3.1;

$k = 1$ – коэффициент надежности;

$M_\gamma = 1,81$, $M_q = 8,24$, $M_c = 9,97$ – коэффициенты, принимаемые в зависимости от φ_{II} по таблице 3.2;

$k_z = 1$ – коэффициент, зависящий от ширины фундамента (при $b < 10$ м);

$\gamma_{II} = 17,9$ кН/м³ – средненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды);

$\gamma'_{II} = 17,9$ кН/м³ – то же, выше подошвы;

$c_{II} = 1$ кПа – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

$d = 2,0$ м – глубина заложения фундамента;

$b = 1,2$ м – ширина подошвы фундамента.

Выполняем проверку условия (4.5):

$$p = 526,1 \text{ кПа} < R = 577,7 \text{ кПа.}$$

Условие (4.5) выполняется, поэтому переходим к проверке прочности подстилающего слоя по условию (4.14). В начале вычисляем нормальные вертикальные напряжения σ_{zg} , σ_{zp} и σ_{zy} . Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} на глубине $h = 2 + 1,5 = 3,5$ м определяем по формуле (4.17):

$$\sigma_{zg} = \gamma_{II} \cdot h = 17,9 \cdot 3,5 = 62,65 \text{ (0,63 кгс/см}^2\text{)}.$$

Находим коэффициент $\alpha = 0,321$ по таблице 4.3 при

$$\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,5}{1,2} = 2,5; \quad \eta = \frac{l}{b} = \frac{1,8}{1,2} = 1,5.$$

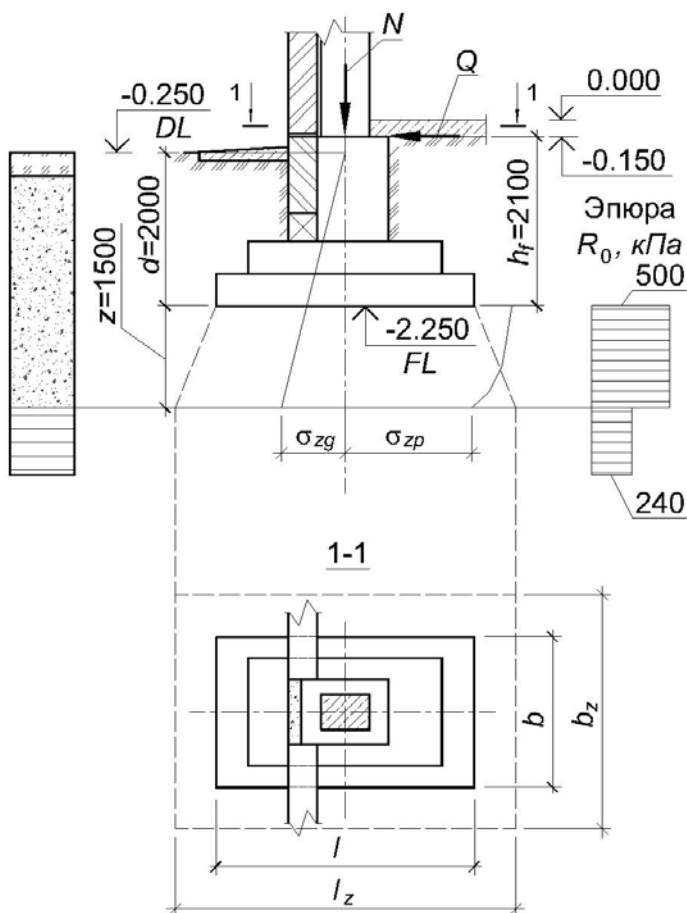


Рисунок 4.8 – Схема к определению размеров подошвы фундамента с учетом прочности подстилающего слоя (пример 4.5)

Дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки σ_{zp} вычисляем по формуле (4.18):

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p = 0,321 \cdot 526,1 = 168,8 \text{ кПа.}$$

Определяем вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zy} , кПа (выбранного при устройстве котлована), в уровне подстилающего слоя по формуле (4.19). Коэффициент $\alpha = 0,596$ устанавливаем по таблице 4.3 в зависимости от размеров приямка для устройства отдельного фундамента (рабочая зона – 0,5 м):

$$\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,5}{2,2} = 1,36; \quad \eta = \frac{l}{b} = \frac{2,8}{2,2} = 1,27;$$

$$\sigma_{zy} = \alpha \cdot \sigma_{zg,0} = 0,596 \cdot 35,8 = 21,34 \text{ кПа},$$

где $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{II} \cdot d = 17,9 \cdot 2,0 = 35,8 \text{ кПа}.$$

Для вычисления расчетного сопротивления подстилающего слоя грунта R_z необходимо определить размеры подошвы условного фундамента A_z .

Площадь подошвы условного фундамента при его прямоугольной форме в плане вычисляется по формуле:

$$A_z = \frac{N + G}{\sigma_{zp}} = \frac{1050 + 151,2}{168,8} = 7,12 \text{ м}^2,$$

где $G = l \cdot b \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 1,8 \cdot 1,2 \cdot 3,5 \cdot 20 = 151,2$ кН.

Ширина подошвы условного фундамента:

$$b_z = \sqrt{A_z + \left(\frac{l-b}{2}\right)^2} - \frac{l-b}{2} = \sqrt{7,12 + \left(\frac{1,8-1,2}{2}\right)^2} - \frac{1,8-1,2}{2} = 2,39 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта R_z вычисляем при следующих параметрах: $\gamma_{c1} = 1,0$; $\gamma_{c2} = 1,0$ (таблица 3.1); $k = 1$; $M_\gamma = 0,51$; $M_q = 3,06$; $M_c = 5,66$ (таблица 3.2); $k_z = 1$ (ширина фундамента $b < 10$ м); $\gamma_{II} = 18,3$ кН/м³; $\gamma'_{II} = 17,9$ кН/м³; $d_1 = d = 3,5$ м; $d_b = 0$.

$$R_z = \frac{1 \cdot 1}{1} \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 2,39 \cdot 18,3 + 3,06 \cdot 3,5 \cdot 17,9 + 5,66 \cdot 21] = 332,9 \text{ кПа (3,33 кгс/см}^2\text{)}.$$

Проверим условие (4.14):

$$\begin{aligned} \sigma_z &= (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} = (168,8 - 21,34) + 62,65 = \\ &= 210,1 \text{ кПа} < R_z = 332,9 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Проверка показывает, что прочность подстилающего слоя обеспечена. Поэтому окончательно принимаем размеры подошвы фундамента $b = 1,2$ м, $l = 1,8$ м.

4.4 Расчет осадок фундаментов

Для определения конечных (стабилизированных) осадок основания фундаментов (далее осадок фундаментов) в настоящее время наибольшее распространение получили метод послойного суммирования, метод эквивалентного слоя и метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины (Н. А. Цытович, 1970; Справочник геотехника, 2016; Г. Г. Болдырев, М. В. Малышев, 2009 и др.). Методы послойного суммирования и эквивалентного слоя используются обычно для определения осадок фундаментов с небольшими размерами подошвы (ширина подошвы фундамента $b < 10$ м), возводимых на однородных и слоистых основаниях. При этом форма подошвы фундамента может быть любой. Метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины используется, как правило, при проектировании фундаментов с большой опорной площадью (ширина подошвы фундамента $b > 10$ м), возводи-

мых на слое сжимаемого грунта, ниже которого залегают практически несжимаемые породы ($E_o > 100$ МПа), а также на слое сжимаемого грунта любой мощности.

Для определения осадок промышленных и гражданских зданий (ширина подошвы фундамента $b < 10$ м) действующие нормы рекомендуют использовать **метод послойного суммирования**. В качестве допущений в методе послойного суммирования считается, что грунт основания фундамента представляет собой сплошное, изотропное и линейно-деформируемое тело. Осадка фундамента обусловлена действием только вертикальных сжимающих напряжений σ_z , остальные компоненты напряжений (σ_x , σ_y , τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz}) в расчете не учитываются. Считается также, что бокового расширения грунта в основании не происходит; фундамент не обладает жесткостью. Деформации грунта в основании рассматриваются только в пределах условно выделенной сжимаемой толщи H_c и ниже ее не рассматриваются.

Расчет осадки фундамента s методом послойного суммирования заключается в следующем (СП 22.13330.2011):

1. Расчет осадки s ведется по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (4.20)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в i -ом слое грунта, кПа;

$\sigma_{zy,i}$ – среднее значение вертикального напряжения в i -ом слое грунта от его собственного веса выбранного при устройстве котлована, определяемое по формуле (4.19), кПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта, м, принимаемая, обычно, не более 0,4 ширины подошвы фундамента, м;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного его нагружения, кПа;

$E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного его нагружения (при отсутствии опытных данных для сооружений II и III уровней ответственности допускается принимать $E_{e,i} = 5E_i$), кПа;

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания фундамента.

При расчете осадки фундамента s , устраиваемого в котловане глубиной мене 5 м, допускается в формуле (4.20) не учитывать второе слагаемое.

2. Составляется расчетная схема с учетом установленных размеров подошвы фундамента по условиям (4.3)–(4.5) и данных об инженерно-геологическом разрезе строительной площадки (рисунок 4.9). Размеры подошвы фундамента (b – ширина, l – длина, A – площадь подошвы) считаются предварительными, так как после расчета осадки s , а также неравномерностей осадок Δs и других видов деформаций, они могут уточняться.

3. Грунтовую толщу в основании фундамента разбивают на элементарные слои толщиной:

$$h_i = (0,2 \div 0,4)b, \quad (4.20a)$$

где b – ширина подошвы фундамента, м.

Количество слоев в первом приближении принимается в пределах от 5 до 7 штук и производится их нумерация, начиная от 0. При этом каждый «элементарный» слой должен включать в себя однородный грунт (рисунок 4.9).

4. Определяют вертикальные напряжения σ_{zg} от собственного веса грунта в пределах глубины сжимаемой толщи основания фундамента H_c (ориентировочно в пределах 5–7 «элементарных» слоев грунта):

$$\sigma_{zg} = \gamma' \cdot d + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (4.21)$$

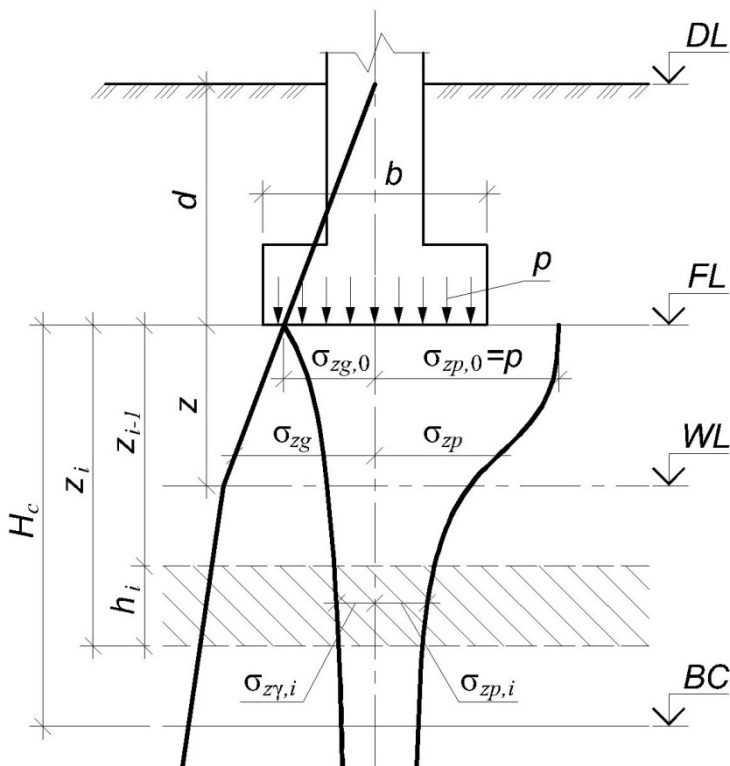


Рисунок 4.9 – Расчетная схема для определения осадки фундамента методом послойного суммирования:

DL – отметка планировки; *FL* – отметка подошвы фундамента; *WL* – уровень подземных вод; *BC* – отметка нижней границы сжимаемой толщи основания фундамента; *d* – глубина заложения фундамента; *b* – ширина подошвы фундамента (наименьшая сторона подошвы); *p* – среднее давление по подошве фундамента; σ_{zg} и σ_{zp} – эпюры вертикального напряжения от собственного веса грунта и вертикальное напряжение от внешней нагрузки; $\sigma_{z\gamma}$ – эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта, выбранного при устройстве котлована; $\sigma_{zg,0}$ и $\sigma_{zp,0}$ – вертикальное напряжение в уровне подошвы фундамента от собственного веса грунта и от внешней нагрузки; H_c – глубина сжимаемой толщи; *N*, *M* – нагрузки, действующие на фундамент в уровне поверхности земли

где γ' , d – то же, что и в формуле (4.17);

γ_i , h_i – соответственно удельный вес, кН/м^3 , и толщина, м, i -го слоя грунта в основании фундамента.

Удельный вес крупнообломочных, песчаных и частично глинистых грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды при коэффициенте фильтрации грунта больше 1×10^{-5} м/сут и $I_L > 0,25$ (для глинистых грунтов). При расположении ниже уровня воды слоя грунта с коэффициентом фильтрации грунта менее 1×10^{-5} м/сут и $I_L < 0,25$ (для глинистых грунтов) его удельный вес принимается без учета взвешивающего действия воды.

5. Определяют вертикальные напряжения σ_{zp} в основании от внешней нагрузки (рисунок 4.9). Это напряжение σ_{zp} принято называть *дополнительным*, так как оно действует дополнительно к напряжению от собственного веса грунта. При этом индекс z указывает, что рассматриваемые напряжения вертикальные и формируются они вдоль (параллельно) оси z , а индекс p – что рассматриваемые напряжения возникают от давления (нагрузки) фундамента. Вертикальное дополнительное напряжение σ_{zp} в основании равно:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{zp,0} = \alpha \cdot p, \quad (4.22)$$

где α , p – то же, что и в формуле (4.18);

$\sigma_{zp,0}$ – вертикальное дополнительное напряжение на отметке подошвы фундамента, кПа.

6. Определяем вертикальные напряжения от собственного веса грунта $\sigma_{z\gamma}$, выбранного при устройстве котлована, на отметке подошвы фундамента, а также в уровне подстилающего слоя на глубине z от его подошвы:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha \cdot \sigma_{zg,0}, \quad (4.23)$$

где α , $\sigma_{zg,0}$ – то же, что и в формуле (4.18) и (4.19).

В расчете напряжений $\sigma_{z\gamma}$ по формуле (4.23) используются не размеры подошвы фундамента в плане, а размеры котлована (прямка) в плане.

7. Определяем средние значения напряжений $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{z\gamma,i}$ в i -ом слое грунта. Допускается вычислять напряжения $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{z\gamma,i}$ как полусумму соответствующих напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя. Например, при вычислении $\sigma_{zp,i}$ получим:

$$\begin{aligned} \text{для } z_1 \text{ напряжение } \sigma_{zp,1} &= \frac{\sigma_{zp,0} + \sigma_{zp,1}}{2}; \\ \text{для } z_2 \text{ напряжение } \sigma_{zp,2} &= \frac{\sigma_{zp,1} + \sigma_{zp,2}}{2}; \\ \text{для } z_3 \text{ напряжение } \sigma_{zp,3} &= \frac{\sigma_{zp,2} + \sigma_{zp,3}}{2} \text{ и т.д.} \end{aligned} \quad (4.23a)$$

При вычислении $\sigma_{z\gamma,i}$:

$$\begin{aligned} \text{для } z_1 \text{ напряжение } \sigma_{z\gamma,1} &= \frac{\sigma_{z\gamma,0} + \sigma_{z\gamma,1}}{2}; \\ \text{для } z_2 \text{ напряжение } \sigma_{z\gamma,2} &= \frac{\sigma_{z\gamma,1} + \sigma_{z\gamma,2}}{2}; \\ \text{для } z_3 \text{ напряжение } \sigma_{z\gamma,3} &= \frac{\sigma_{z\gamma,2} + \sigma_{z\gamma,3}}{2} \text{ и т.д.} \end{aligned} \quad (4.23b)$$

8. Сжимаемая толща основания фундамента H_c ограничивается глубиной z , ниже которой сжатием грунта можно пренебречь. В общем случае нижнюю границу сжимаемой толщи основания H_c принимают на глубине $z = H_c$, где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}. \quad (4.24)$$

При этом глубина сжимаемой толщи H_c не должна быть меньше $H_{min} = b/2$ при $b \leq 10$ м.

Если в пределах глубины H_c залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, сжимаемую толщину основания H_c допускается принимать до кровли этого грунта.

Если нижняя граница сжимаемой толщи основания H_c находится в слое грунта с модулем деформации $E \leq 7$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, то этот слой включают в сжимаемую толщину, а за H_c принимают глубину, где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}. \quad (4.24a)$$

9. Если среднее давление p по подошве фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осадку основания фундамента s определяют по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (4.25)$$

где β , $\sigma_{zp,i}$, h_i , $E_{e,i}$, n – то же, что и в формуле (4.20).

Таким образом, вышеизложенное дает представление об основных этапах расчета осадки фундаментов мелкого заложения методом послойного суммирования.

Пример 4.6. Требуется определить методом послойного суммирования осадку квадратного в плане фундамента под колонну многоэтажного гражданского здания с полным железобетонным каркасом и монолитными железобетонными перекрытиями.

Исходные данные. Размеры подошвы фундамента проектируемого здания составляют $b = l = 2,8$ м. Глубина заложения фундамента $d = 2,1$ м. Среднее давление p по подошве фундамента (с учетом веса фундамента и грунта на его обрезах) $p = 230$ кПа.

Грунтовые условия строительной площадки представлены двумя инженерно-геологическими элементами (ИГЭ):

1) ИГЭ-1 – суглинок мягкопластичный мощностью 4,3 м; удельный вес грунта $\gamma_{II,1} = 18,7 \text{ кН/м}^3$; удельный вес частиц грунта $\gamma_{s1} = 26,6 \text{ кН/м}^3$; коэффициент пористости грунта $e_1 = 0,65$; модуль деформации $E_{0,1} = 7700 \text{ кПа}$;

2) ИГЭ-2 – супесь пластичная мощностью более 5 м; удельный вес грунта $\gamma_{II,2} = 18,5 \text{ кН/м}^3$; удельный вес частиц грунта $\gamma_{s2} = 26,8 \text{ кН/м}^3$; коэффициент пористости грунта $e_2 = 0,72$; модуль деформации $E_{0,2} = 8300 \text{ кПа}$.

На глубине 3,5 м от поверхности земли имеются подземные воды.

Решение. Расчет осадки фундамента s выполняем методом послойного суммирования в следующем порядке.

1. Для расчета конечной осадки фундамента s используем формулу (4.20). По условиям задачи глубина устраиваемого котлована будет менее 5 м ($d = 2,1 \text{ м}$), поэтому второе слагаемое в формуле (4.20) не учитываем. Предварительно по формуле (3.5) вычисляем расчетное сопротивление грунта основание $R = 245 \text{ кПа}$ и сравниваем это значение с давлением по подошве фундамента $p = 230 \text{ кПа}$ ($230 \text{ кПа} \leq 245 \text{ кПа}$).

2. Составляем расчетную схему с учетом данных об инженерно-геологических условиях строительной площадки и размеров подошвы фундамента (рисунок 4.10).

3. Грунтовую толщу в основании фундамента разбиваем на элементарные однородные слои h_i толщиной не более $h_i = 0,4b$ ($0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,8 = 1,12 \text{ м}$). При этом мощность элементарных слоев может быть различной, и их следует назначать таким образом, чтобы границы раздела (суглинок – глина – уровень грунтовых вод) совпадала с границей раздела элементарных слоев (точки 2, 3). Принимаем для суглинка толщину элементарного слоя $h_i = 0,7 \text{ м}$; для глины $h_i = 0,8 \text{ м}$ до уровня подземных вод (отм. WL) и $h_i = 0,7 \text{ м}$ ниже уровня подземных вод. Делаем обозначение 0, 1, 2...7 и т.д. (ориентировочно 5 элементарных слоев).

4. Определяем вертикальные напряжения σ_{zg} от собственного веса грунта в пределах глубины сжимаемой толщи основания фундамента H_c , используя формулу (4.21):

$$\text{при } z = 0 \text{ м; } \sigma_{zg0} = \gamma'_{II} \cdot d = 18,7 \cdot 2,1 = 39,3 \text{ кПа;}$$

$$\text{при } z = 0,7 \text{ м; } h = 0,7 \text{ м; } \sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_{II} \cdot h = 39,3 + 18,7 \cdot 0,7 = 52,4 \text{ кПа;}$$

$$\text{при } z = 1,4 \text{ м; } h = 0,7 \text{ м; } \sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{II} \cdot h = 52,4 + 18,7 \cdot 0,7 = 65,5 \text{ кПа;}$$

Для грунтов, расположенных ниже уровня подземных вод, определяем их удельный вес с учетом взвешивающего действия воды по формуле (2.11):

$$\begin{aligned} \text{для суглинка (ИГЭ-1): } \gamma_{sb1} &= \frac{\gamma_{s1} - \gamma_w}{1 + e_1} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,65} = \\ &= 10,06 \text{ кН/м}^3; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{для супеси (ИГЭ-2): } \gamma_{sb2} &= \frac{\gamma_{s2} - \gamma_w}{1 + e_2} = \frac{26,8 - 10}{1 + 0,72} = \\ &= 9,77 \text{ кН/м}^3. \end{aligned}$$

Продолжаем вычисление напряжений σ_{zg} для основания ниже уровня подземных вод с учетом взвешивающего действия воды:

$$\text{при } z = 2,2 \text{ м; } h = 0,8 \text{ м; } \sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_{sb1} \cdot h = 65,5 + 10,06 \cdot 0,8 = 73,6 \text{ кПа;}$$

$$\text{при } z = 2,9 \text{ м; } h = 0,7 \text{ м; } \sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_{sb2} \cdot h = 73,6 + 9,77 \cdot 0,7 = 80,4 \text{ кПа;}$$

$$\text{при } z = 3,6 \text{ м; } h = 0,7 \text{ м; } \sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \gamma_{sb2} \cdot h = 80,4 + 9,77 \cdot 0,7 = 87,2 \text{ кПа;}$$

$$\text{при } z = 4,3 \text{ м; } h = 0,7 \text{ м; } \sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_{sb2} \cdot h = 87,2 + 9,77 \cdot 0,7 = 94,0 \text{ кПа.}$$

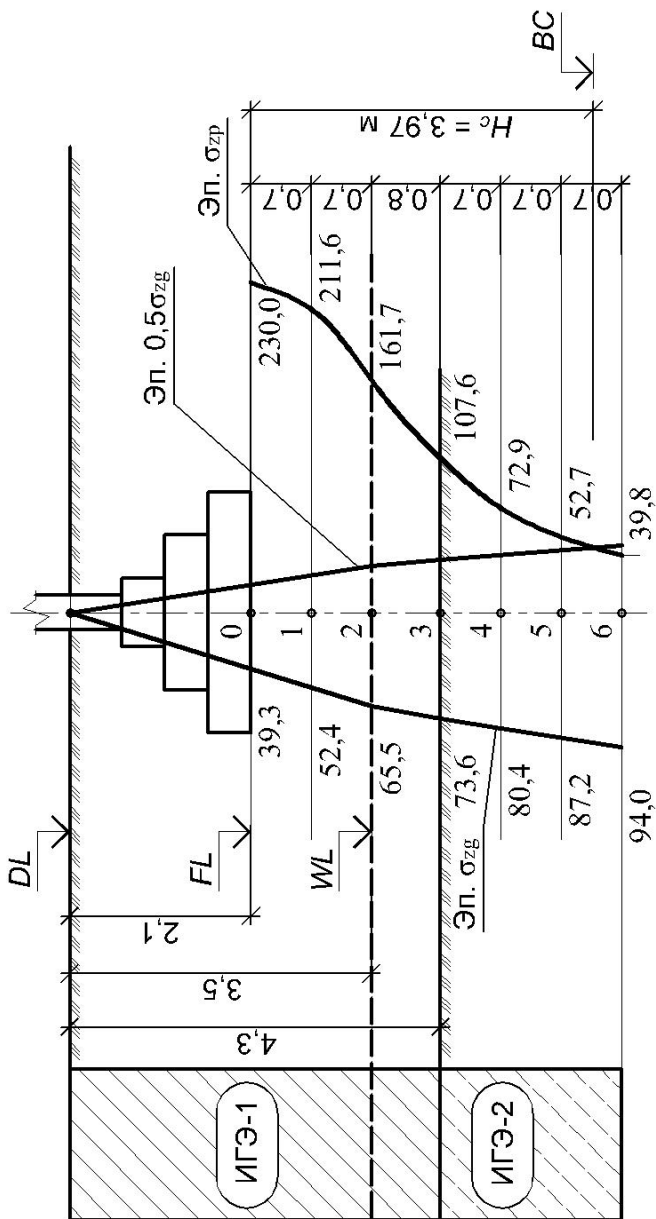


Рисунок 4.10 – Расчетная схема к определению осадки фундамента методом послойного суммирования (пример 4.6):

DL – отметка планировки; *FL* – отметка подошвы фундамента;

WL – уровень грунтовых вод; *BC* – нижняя граница сжимаемой толщи (НГСТ)

Слева от вертикальной оси фундамента z строим эпюру напряжений σ_{zg} (рисунок 4.10). Справа от вертикальной оси z строим эпюру напряжений $0,5\sigma_{zg}$ (значения модули деформации грунтов для рассматриваемых элементарных слоев $E > 7$ МПа).

5. Определяем вертикальные напряжения σ_{zp} в основании от внешней нагрузки, используя формулу (4.22) $\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{zp,0} = \alpha \cdot p$. Коэффициент рассеивания напряжений α принимаем по таблице 4.3 в зависимости от размеров подошвы фундамента (2,8×2,8 м). Расчет ведем в табличной форме (таблица 4.4). Справа от оси фундамента z по полученным значениям строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений в грунте σ_{zp} (рисунок 4.10).

б. Определяем вертикальные напряжения от собственного веса грунта σ_{zy} , выбранного при устройстве котлована, на отметке подошвы фундамента, а также в уроне подстилающего слоя на глубине z от его подошвы. Для этого используем формулу (4.23) $\sigma_{zy} = \alpha \cdot \sigma_{zg,0}$. Коэффициент рассеивания напряжений α принимаем по таблице 4.3 в зависимости от размеров приямка для устройства отдельного фундамента (с учетом рабочей зоны 3,8×3,8 м). Расчет ведем в табличной форме (таблица 4.5) и полученные данные σ_{zy} вносим в таблицу 4.4.

7. Определяем средние значения напряжений $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{zy,i}$ в i -ом слое грунта, используя формулы (4.23а) и (4.23б). Полученные значения заносим в таблицу 4.4.

8. Сжимаемая толща основания фундамента H_c ограничивается глубиной z , ниже которой сжатием грунта можно пренебречь. Так как по условиям задачи модули деформации грунтов основания $E > 7$ МПа, нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине $z = H_c$, где выполняется условие (4.24) $\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}$. Это условие выполняется на глубине $z = 3,97$ м (точка б на рисунке 4.10).

Таблица 4.4 – Результаты расчета осадки фундамента (пример 4.6)

№ точки	$z, \text{ м}$	$h_i, \text{ м}$	$2z/b$	$\gamma, \text{ кН/м}^3$	$\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	$0,5\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	α	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zy}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zy,i}, \text{ кПа}$	$E_0, \text{ кПа}$	$s, \text{ м}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0	0	0	0,00	18,7	39,3	19,7	1,000	230	39,3	–	–	7700	–
1	0,7	0,7	0,50	18,7	52,4	26,2	0,920	211,6	37,9	220,8	38,6	7700	0,0166
2	1,4	0,7	1,00	10,06	65,5	32,8	0,703	161,7	32,4	186,6	35,2	7700	0,0138
3	2,2	0,8	1,57	9,77	73,6	36,8	0,468	107,6	24,6	134,7	28,5	7700	0,011
4	2,9	0,7	2,07	9,77	80,4	40,2	0,317	72,9	18,7	90,3	21,7	8300	0,0058
5	3,6	0,7	2,57	9,77	87,2	43,6	0,229	52,7	14,3	62,8	16,5	8300	0,0039
6	4,3	0,7	3,07	9,77	94,0	47,0	0,173	39,8	11,2	46,2	12,8	8300	0,0028
Итого:												0,054	
Итого с учетом коэффициента $\beta = 0,8$:												0,043	

Таблица 4.5 – Расчет вертикальных напряжений $\sigma_{z\gamma}$ (пример 4.6)

№ точки	Глубина от подошвы фундамента z , м	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\eta = \frac{l}{b}$	σ_{zgo} , кПа	α	$\sigma_{z\gamma}$, кПа
0	0	0	1	39,3	1,000	39,3
1	0,7	0,37			0,963	37,9
2	1,4	0,74			0,824	32,4
3	2,2	1,16			0,625	24,6
4	2,9	1,53			0,476	18,7
5	3,6	1,90			0,364	14,3
6	4,3	2,26			0,285	11,2

9. Определяем конечную осадку проектируемого фундамента по формуле (4.20):

$$\begin{aligned}
 s &= \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} = 0,8 \cdot \left(\frac{(220,8 - 38,6) \cdot 0,7}{7700} + \right. \\
 &\quad + \frac{(186,6 - 35,2) \cdot 0,7}{7700} + \frac{(134,7 - 28,5) \cdot 0,8}{7700} + \\
 &\quad + \frac{(90,3 - 21,7) \cdot 0,7}{8300} + \frac{(62,8 - 16,5) \cdot 0,7}{8300} + \\
 &\quad \left. + \frac{(46,2 - 12,8) \cdot 0,7}{8300} \right) = 0,8 \cdot (0,0166 + 0,0138 + 0,011 + \\
 &\quad + 0,0058 + 0,0039 + 0,0028) = 0,043 \text{ м} = 4,3 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

Сравниваем полученное расчетное значение осадки фундамента s со значением предельно допустимым s_u (по СП 22.13330.2011):

$$s = 4,3 \text{ см} < s_u = 10 \text{ см}.$$

Условие $s < s_u$ выполняется. Следовательно, размеры подошвы фундамента проектируемого здания подобраны правильно.

4.5 Расчет осадок фундаментов за пределами линейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунте

Расчет осадок фундаментов s методом послойного суммирования (см. параграф 4.4) выполняется при условии $p \leq R$. В этом случае грунт основания фундаментов находится в фазе уплотнения (первая фаза) и график зависимости осадки фундаментов s от давления p имеет линейный характер (см. параграф 3.1). Если давление по подошве фундамента p превышает расчетное сопротивление грунта основания R (вторая фаза – сдвиг), то осадку фундаментов допускается определять по формуле (рисунок 4.11) (М. В. Малышев, Н. С. Никитина, 1982; Пособие к СНиП 2.02.01–83, 1986):

$$s_p = s \cdot \left[1 + \frac{(p_u - R) \cdot (p - R)}{(R - \sigma_{zg,0}) \cdot (p_u - p)} \right], \quad (4.26)$$

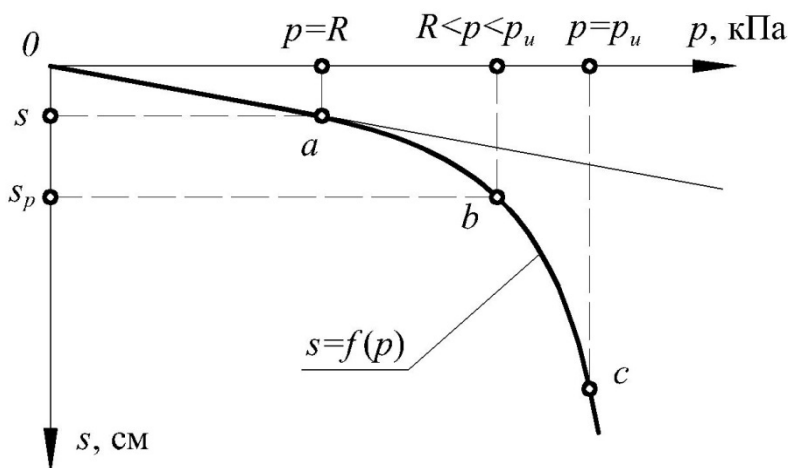


Рисунок 4.11 – Схема к расчету осадки фундамента с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунте

где s – осадка фундамента при давлении $p = R$, м, определяемая согласно рекомендациям параграфа 4.4;

p_u – предельное сопротивление грунта (несущая способность) основания, кПа;

p – давление по подошве фундамента от действующей нагрузки, кПа, при условии $R < p < p_u$;

R – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое согласно рекомендациям параграфа 3.4, кПа;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение в основании от собственно-го веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа.

Предельное сопротивление грунта p_u (несущая способность грунта) основания определяется как отношение силы предельного сопротивления грунта основания N_u к приведенной площади подошвы фундамента $A' = b' \cdot l'$, кПа:

$$p_u = \frac{N_u}{b' \cdot l'}. \quad (4.27)$$

Сила предельного сопротивления грунта в основании фундаментов рассчитывается по формуле (СП 22.13330.2011):

$$N_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_I \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I), \quad (4.28)$$

где b' , l' – соответственно приведенные ширина и длина подошвы фундамента, м, вычисляемые по формулам:

$$b' = b - 2 \cdot e_b; \quad l' = l - 2 \cdot e_l, \quad (4.29)$$

здесь e_b , e_l – соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м (в том случае, если эксцен-

триситеты отсутствуют, то в качестве приведенных принимаются геометрические размеры подошвы фундаментов b, l);

N_γ, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по таблице 4.6 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_I и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание в уровне подошвы фундамента;

γ_I, γ'_I – расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м^3 , находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды для грунтов, находящихся выше водоупора, по формуле (2.11));

d – глубина заложения фундамента, м;

c_I – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего в уровне подошвы фундамента, кПа ;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы подошвы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}, \quad (4.30)$$

Таблица 4.6 – Значения коэффициентов несущей способности N_γ, N_q, N_c (данные СП 22.13330.2011)

Угол внутреннего трения φ_I	Обозначение коэффициентов	Коэффициенты несущей способности N_γ, N_q, N_c при угле наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки $\delta = 0$ град:
0	N_γ	0
	N_q	1,00
	N_c	5,14
5	N_γ	0,20
	N_q	1,57
	N_c	6,49

Продолжение таблицы 4.6

10	N_γ	0,60
	N_q	2,47
	N_c	8,34
15	N_γ	1,35
	N_q	3,94
	N_c	10,98
20	N_γ	2,88
	N_q	6,40
	N_c	14,84
25	N_γ	5,87
	N_q	10,66
	N_c	20,72
30	N_γ	12,39
	N_q	18,40
	N_c	30,14
35	N_γ	27,50
	N_q	33,30
	N_c	46,12
40	N_γ	66,01
	N_q	64,19
	N_c	75,31
45	N_γ	177,61
	N_q	134,87
	N_c	133,87

Примечание: 1. В таблице приведены значения коэффициентов N_γ , N_q , N_c при $\delta = 0$ град; данные по коэффициентам при $\delta > 0$ град приведены в (СП 22.13330.2011). 2. При промежуточных значениях φ_I коэффициенты N_γ , N_q , N_c допускается определять интерполяцией.

здесь $\eta = \frac{l}{b}$; b, l – соответственно ширина и длина подошвы фундамента, м, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям b' и l' , определяемым по формулам (4.29) (если $\eta < 1$, в формулах (4.30) следует принимать $\eta = 1$).

Пример 4.7. Определить осадку ленточного фундамента под стену здания с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунте.

Исходные данные. Фундамент расположен на пылеватом маловлажном песке. Расчетное значение нагрузки в уровне подошвы фундамента составляет $N = 280$ кН/м. Ширина подошвы фундамента $b = 1,4$ м, глубина заложения $d = 1,6$ м. Рассматриваемое здание без подвала. Ниже подошвы фундамента на глубине 1 м залегает мягкопластичный суглинок. Грунтовые условия строительной площадки представлены двумя инженерно-геологическими элементами (ИГЭ):

1) ИГЭ-1 – песок пылеватый маловлажный, мощностью 3,6 м. Характеристики грунта для расчета основания по несущей способности равны: удельный вес грунта $\gamma_{I,1} = 17,5$ кН/м³, удельное сцепление $c_{I,1} = 1$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi_{I,1} = 20^\circ$; то же по деформациям: удельный вес грунта $\gamma_{II,1} = 18,0$ кН/м³, удельное сцепление $c_{II,1} = 1$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi_{II,1} = 22^\circ$; модуль деформации $E = 12000$ кПа;

2) ИГЭ-2 – суглинок мягкопластичный. Характеристики грунта для расчета основания по несущей способности равны: удельный вес грунта $\gamma_{I,2} = 18,0$ кН/м³, удельное сцепление $c_{I,2} = 14,0$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi_{I,2} = 18^\circ$; то же по деформациям: удельный вес грунта $\gamma_{II,2} = 18,5$ кН/м³, удельное сцепление $c_{II,2} = 16,0$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi_{II,2} = 20^\circ$; модуль деформации $E = 9000$ кПа.

Расчет производим в следующем порядке.

1. Вычисляем по формуле (3.5) расчетное сопротивление грунта основания R ленточного фундамента:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \times \\ \times \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \frac{1,25 \cdot 1}{1} [0,61 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 18 + 3,44 \cdot 1,6 \times \\ \times 18 + 6,04 \cdot 1] = 150,6 \text{ кПа},$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$ и $\gamma_{c2} = 1$ – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3.1;

$k = 1$ – коэффициент надежности;

$M_{\gamma} = 0,61$, $M_q = 3,44$, $M_c = 6,04$ – коэффициенты, принимаемые в зависимости от φ_{II} по таблице 3.2;

$k_z = 1$ – коэффициент, зависящий от ширины фундамента (при $b < 10$ м);

$\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$ – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды);

$\gamma'_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$ – то же, выше подошвы;

$c_{II} = 1 \text{ кПа}$ – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

$d = 1,6 \text{ м}$ – глубина заложения фундамента;

$b = 1,4 \text{ м}$ – ширина подошвы фундамента.

Затем определяем давление по подошве фундамента:

$$p = \frac{N}{b \cdot l} = \frac{280}{1,4 \cdot 1} = 200 \text{ кПа}.$$

Давление по подошве фундамента $p = 200 \text{ кПа}$ превышает расчетное сопротивление грунта основания ленточного

фундамента $R = 150,6$ кПа. Следовательно, расчет осадки фундамента необходимо выполнить по формуле (4.26).

2. Определяем осадку основания фундамента s методом послойного суммирования (см. параграф 4.4) при давлении $p = R$ (в пределах линейной зависимости). Осадка основания фундамента в этом случае составит $s = 3,82$ см.

3. Вычисляем по формуле (4.28) силу предельного сопротивления грунта в основании фундамента N_u :

$$N_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_I \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I) = 1,4 \cdot 1 \cdot (2,88 \cdot 0,75 \cdot 1,4 \cdot 17,8 + 6,40 \cdot 2,5 \times \\ \times 17,5 \cdot 1,6 + 14,84 \cdot 1,3 \cdot 1) = 729,6 \text{ кН},$$

где $l' = l = 1$ м, $b' = b = 1,4$ м – геометрические размеры подошвы ленточного фундамента (эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок отсутствуют);

$\gamma_I = \gamma'_I = 17,5$ кН/м³ – среднее значение удельного веса грунта основания ниже и выше подошвы фундамента;

$c_I = 1$ кПа – удельное сцепление грунта основания в уровне подошвы фундамента;

$d = 1,6$ м – глубина заложения фундамента;

$N_\gamma = 2,88$; $N_q = 6,40$; $N_c = 14,84$ – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по таблице 4.6 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта $\varphi_I = 20^\circ$ (в уровне подошвы фундамента);

ξ_γ , ξ_q , ξ_c – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам (4.31):

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 1 - \frac{0,25}{1} = 0,75;$$

$$\xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 1 + \frac{1,5}{1} = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1 + \frac{0,3}{1} = 1,3,$$

здесь η принимается равным 1, так как:

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{1}{1,4} = 0,71 < 1.$$

Предельное сопротивление грунта основания p_u по формуле (4.27) составит:

$$p_u = \frac{N_u}{b \cdot l} = \frac{729,6}{1,4 \cdot 1} = 521,1 \text{ кПа.}$$

4. Осадку ленточного фундамента при давлении p , превышающем расчетное сопротивление грунта основания R (например, $p = 1,2R = 1,2 \cdot 150,6 = 180,7$ кПа) определяем по формуле (4.26):

$$s_p = s \cdot \left[1 + \frac{(p_u - R) \cdot (p - R)}{(R - \sigma_{zg0}) \cdot (p_u - p)} \right] = 3,28 \times \\ \times \left[1 + \frac{(521,1 - 150,6) \cdot (200 - 150,6)}{(150,6 - 28,8) \cdot (521,1 - 200)} \right] = 4,8 \text{ см.}$$

5. Сравниваем полученное расчетное значение осадки фундамента s_p со значением предельно допустимой s_u для рассматриваемого здания (СП 22.13330.2011, Приложение Д):

$$s_p = 4,1 \text{ см} < s_u = 15 \text{ см.}$$

Таким образом, установлено, что расчетная осадка фундамента $s_p = 4,8$ см меньше предельно допустимой $s_u = 15$ см для рассматриваемого здания. При этом выявлено, что осадка фундамента здания при давлении $p = R = 150,6$ кПа составила бы 3,8 см, а за счет повышения давления по подошве до 180,7 кПа осадка фундамента увеличиться на 1,0 см и составит 4,8 см.

4.6 Конструирование фундаментов и расчет их на прочность

4.6.1 Общие положения

Фундаменты мелкого заложения могут выполняться в монолитном варианте непосредственно в котловане или в сборном варианте из заранее изготовленных на заводе элементов. При устройстве фундаментов многоэтажных зданий (в особенности, при высокой сейсмичности строительной площадки) широкое распространение получили фундаменты мелкого заложения, выполняемые из монолитного железобетона.

Верхняя плоскость фундамента, на которую опираются надземные строительные конструкции, называется *обрезом*, а нижняя плоскость, соприкасающаяся с основанием, – *подошвой* (рисунок 4.12). За *ширину подошвы фундамента* принимают ее наименьший размер b , а за *длину* – наибольший l (Пособие к СНиП 2.03.01–84, 1989). *Высота фундамента* h_f есть расстояние от его подошвы до обреза. Расстояние от поверхности планировки до подошвы фундамента является *глубиной заложения* d . В железобетонных фундаментах нижняя плоская или ступенчатая часть называется *плитной*, а верхняя – *фундаментной стеной* у ленточных фундаментов (рисунок 4.12, б) или *подколонником* у столбчатых фундаментов (рисунок 4.12, а). Пространство в верхней части подколонников, служащее для установки колонны, называется *стаканом*. В отдельных случаях надземная стена или колонна сооружения могут опираться непосредственно на плитную часть.

Размеры подошвы b , l и глубина d фундаментов мелкого заложения определяются расчетом в соответствии с параграфами 4.1 и 4.2. Расчет прочности фундаментов и определение ширины раскрытия трещин производится в соответствии с требованиями нормативных документов (СП 22.13330.2011; СП 50-101-2003; СП 20.13330.2011; СП 63.13330.2012),

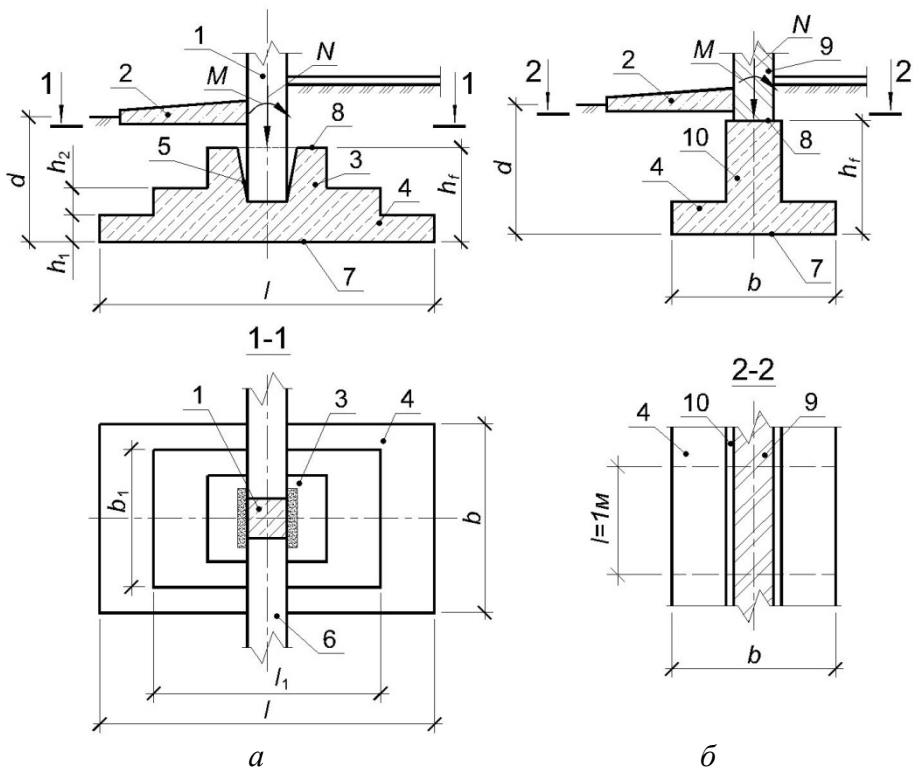


Рисунок 4.12 – Фундаменты мелкого заложения из монолитного железобетона:

a – отдельно стоящий под колонну; *б* – ленточный под несущую стену;

M – момент сил, кНм; *N* – вертикальная нагрузка, кН;

l – длина подошвы фундамента, м; *b* – ширина подошвы фундамента, м;

d – глубина заложения фундамента, м; *h_f* – высота фундамента, м;

h₁, *h₂* – высота ступени плитной части отдельного фундамента, м;

b₁ – ширина ступени плитной части отдельного фундамента, м;

l₁ – длина ступени плитной части отдельного фундамента, м;

- 1 – железобетонная колонна; 2 – водонепроницаемая отсыпка;
- 3 – подколонник; 4 – плитная часть фундамента; 5 – фундаментный стакан;
- 6 – железобетонная фундаментная балка; 7 – подошва фундамента;
- 8 – обрез фундамента; 9 – кирпичная стена; 10 – фундаментная стена ленточного фундамента

а также «Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52–101–2003)» и «Пособия по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01–84 и СНиП 2.02.01–83)».

Расчет фундаментов по прочности включает определение высоты и армирования его плитной части, размеров ступеней, расчет поперечных сечений подколонника и его стаканной части (для отдельных фундаментов). Он производится на основное или особое сочетание расчетных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$.

Расчет элементов фундаментов по образованию и раскрытию трещин производится на основное или особое сочетание расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$.

Диаметр рабочих стержней арматуры (сварной или вязаной) подошвы фундамента, укладываемых вдоль ее стороны длиной 3 м и менее, должен быть не менее 10 мм, а стержней, укладываемых вдоль стороны длиной более 3 м, – не менее 12 мм.

Независимо от грунтовых условий (кроме скальных грунтов) под фундаментами мелкого заложения устраивают подготовку толщиной 100 мм: под монолитными – бетонную из бетона класса В3,5; под сборными – из песка средней крупности или гравийно-песчаной смеси (ГПС). При возведении фундаментов на скальных грунтах по грунтовому основанию устраивают выравнивающий слой бетона класса В3,5.

Для обеспечения водонепроницаемости фундаментов, а также их защиты от коррозии и разрушения подземными водами выполняется горизонтальная и вертикальная гидроизоляция. Вдоль наружных ограждающих (несущих или самонесущих) стен здания устраивают водонепроницаемую бетонную отмостку шириной 1000–1500 мм для отвода атмосферных осадков. В каждом конкретном случае выбирается наибо-

лее рациональный вид гидроизоляции, который в комплексе с другими водозащитными мероприятиями обеспечивает заданный режим влажности в изолируемых помещениях на весь срок их службы.

4.6.2 Конструирование ленточного фундамента из монолитного железобетона под несущую стену

К конструированию ленточного фундамента приступают после определения глубины заложения (см. параграф 4.1) и ширины его подошвы (см. параграф 4.2), а также расчета конечных осадок (см. параграфы 4.3, 4.4).

Расчет прочности нормальных сечений ленточного фундамента

Расчет сводится к определению требуемой площади арматуры плитной части ленточного фундамента вдоль ширины его подошвы (рисунок 4.13).

Рассчитываем плитную часть фундамента (расчет по несущей способности), выступы которой работают как консоли, нагруженные давлением (отпором) грунта p_1 (без учета нагрузки от плитной части фундамента и грунта на ее обрезах), кПа (А. А. Бартоломей, 2003; Руководство, 1978 и др.):

$$p_1 = \gamma_f \cdot \frac{N}{A}, \quad (4.31)$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке;

N – погонная нагрузка на обрез фундамента при расчете фундамента по первой группе предельных состояний, кН/м;

$A = b \cdot l$ – площадь подошвы ленточного фундамента, м².

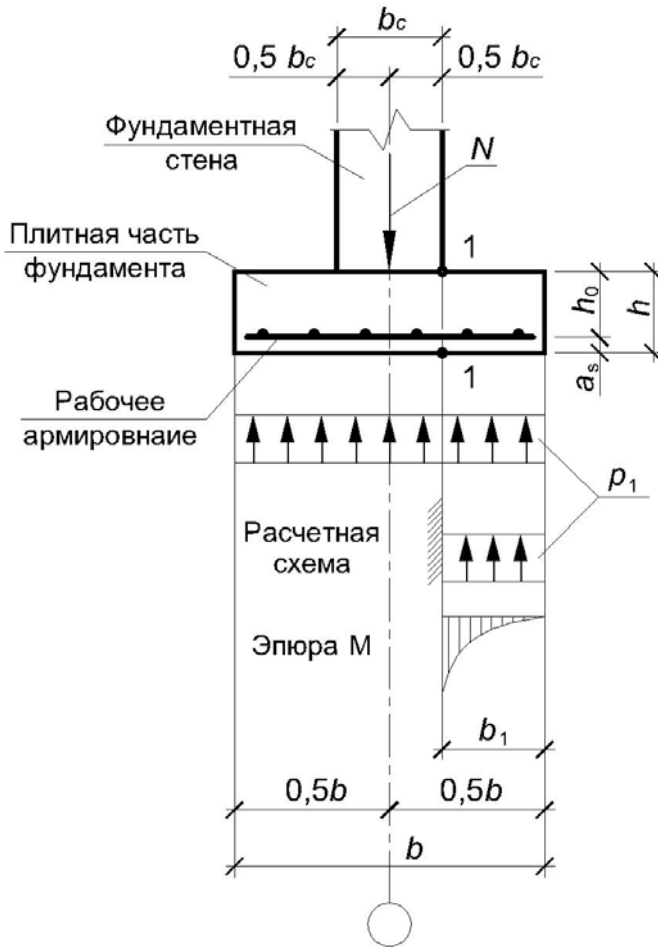


Рисунок 4.13 – Схема к расчету прочности нормальных сечений плитной части ленточного фундамента:

- b – ширина подошвы фундамента, м; b_c – ширина фундаментной стены, м;
- h – высота плитной части фундамента, м; a_s – расстояние от подошвы фундамента до центра стержня рабочей арматуры плитной части, м;
- h_0 – рабочая высота рассматриваемого сечения плитной части ленточного фундамента, м; p_1 – давление грунта по подошве фундамента, кПа

Площадь поперечного сечения арматуры подбираем по моменту M_{1-1} , возникающему в плитной части фундамента (сечение 1–1) по формуле:

$$M_{1-1} = 0,5 \cdot p_1 \cdot b_1^2, \quad (4.32)$$

где b_1 – вылет консоли, м, определяемый по формуле:

$$b_1 = \frac{b - b_c}{2}, \quad (4.33)$$

здесь b и b_c – соответственно ширина подошвы ленточного фундамента и фундаментной стены.

Определяем значение коэффициента α_m (Справочник проектировщика, 1985; Пособие к СП 52–101–2003, 2005):

$$\alpha_m = \frac{M_{1-1}}{R_b \cdot l \cdot h_0^2}, \quad (4.34)$$

где R_b – расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию, кПа, определяемое по таблице 4.7;

Таблица 4.7 – Расчетные значения сопротивления тяжелого бетона R_b , R_{bt} для первой группы предельных состояний (данные СП 63.13330.2012)

Вид	Расчетное сопротивление бетона R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие:													
	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
R_b	–	–	–	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0
R_{bt}	–	–	–	0,26	0,37	0,48	0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40

l – длина подошвы фундамента, принимаемая для ленточного фундамента $l = 1$ м;

$h_0 = h - a_s$ – рабочая высота рассматриваемого сечения плитной части ленточного фундамента, м (рисунок 4.13); при наличии бетонной подготовки под плитной частью фундамента a_s (толщина защитного слоя) принимается $a_s = 50$ мм, без бетонной подготовки – $a_s = 70$ – 80 мм.

По таблице 4.8, в зависимости от класса арматуры, определяют коэффициент α_R . Если выполняется условие $\alpha_m < \alpha_R$, то сжатая арматура в верхней зоне плитной части фундамента по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры в верхней зоне плитной части ленточного фундамента площадь сечения растянутой арматуры A_s , см², рассчитывается по формуле:

$$A_s = \frac{R_b \cdot l \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m})}{R_s}, \quad (4.35)$$

где R_b , l , h_0 , α_m – то же, что и формуле (4.34);

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа, определяемое по таблице 4.9.

Таблица 4.8 – Значения коэффициентов ξ_R и α_R для расчета армирования железобетонных элементов (Пособие по проектированию, 2005)

Коэффициент	Значение коэффициентов ξ_R и α_R при классе арматуры:				
	A240	A300	A400	A500	B500
ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Таблица 4.9 – Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s и сжатию R_{sc} (данные СП 63.13330.2012)

Вид	Расчетное сопротивление арматуры R_s и R_{sc} , МПа, при классе арматуры:				
	A240	A400	A500	A600	B500
R_s	210	350	435	520	435
R_{sc}	210	350	435	470	415

После расчета площади поперечного сечения рабочей арматуры A_s по сортаменту арматурной стали подбираем диаметр и количество арматурных стержней на 1 п. м. ленточного фундамента (таблица 4.10), а также их шаг.

Если $\alpha_m > \alpha_R$, то требуется увеличить сечение, либо повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру согласно рекомендаций нормативных документов (п. 3.22, Пособие по проектированию, 2005).

Расчет прочности ленточных фундаментов на действие поперечной силы

Расчет прочности плитной части фундамента на действие поперечной силы сводится к проверке условия:

$$Q \leq 0,35 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (4.36)$$

где Q – поперечная сила, действующая на обрез фундамента, кН; R_b , h_0 – то же, что и формуле (4.34);

b – ширина подошвы ленточного фундамента, м.

Расчет прочности плитной части фундамента на действие поперечной силы не производится при выполнении следующего условия:

$$Q \leq k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (4.37)$$

Таблица 4.10 – Сортамент арматуры (Пособие по проектированию, 2005)

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , при числе арматурных стержней:									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0,283	0,570	0,850	1,130	1,420	1,700	1,980	2,260	2,550	0,222
8	0,503	1,010	1,510	2,010	2,520	3,020	3,520	4,020	4,580	0,395
10	0,785	1,570	2,360	3,140	3,930	4,710	5,500	6,280	7,070	0,617
12	1,131	2,260	3,390	4,520	5,650	6,780	7,910	9,040	10,17	0,888
14	1,539	3,080	4,610	6,150	7,690	9,230	10,77	12,30	13,87	1,208
16	2,011	4,020	6,030	8,040	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578
18	2,545	5,090	7,630	10,17	12,70	15,26	17,80	20,36	22,90	1,998
20	3,142	6,280	9,410	12,56	15,70	18,84	22,00	25,13	28,27	2,465
22	3,801	7,600	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,820	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,850
28	6,153	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830
32	8,043	16,09	24,18	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990
40	12,56	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	9,865

где k_1 – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,75;

Q, b, h_0 – то же, что и в условии (4.36);

R_{bt} – расчетное значение сопротивления бетона осевому растяжению, кПа, определяемое по таблице 4.7.

Пример 4.8. Определить рабочее армирование плитной части ленточного фундамента из монолитного железобетона.

Исходные данные. Геометрические размеры фундамента следующие: ширина подошвы фундамента $b = 1,5$ м; высота плитной части фундамента $h = 0,4$ м; ширина фундаментной стены $b_c = 0,5$ м (рисунок 4.14). Под подошвой фундамента устроена бетонная подготовка толщиной 100 мм. Вертикальная нагрузка на ленточный фундамент составляет $N = 320$ кН/м; горизонтальная нагрузка $Q = 130$ кН.

Решение. Класс бетона для устройства плитной части ленточного фундамента принимаем В25, класс рабочей арматуры – А400. По таблице 4.7 и 4.9 в соответствии с классом бетона и арматуры подбираем значения их расчетных характеристик: расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 14,5$ МПа; расчетное сопротивление арматуры растяжению $R_s = 350$ МПа. Так как под подошвой фундамента устраивается бетонная подготовка, толщину защитного слоя a_s принимаем равной 50 мм (рисунок 4.14).

Рассчитываем давление по подошве фундамента p_1 (без учета веса фундамента и грунта на ее обрезах) по формуле (4.31):

$$p_1 = \gamma_f \cdot \frac{N}{A} = 1,2 \cdot \frac{320}{1,5 \cdot 1,0} = 256 \text{ кПа},$$

где $A = b \cdot 1 = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ м}^2$.

Определяем изгибающий момент M_{1-1} , возникающий в плитной части фундамента (сечение 1–1), по формуле (4.32):

$$M_{1-1} = 0,5 \cdot p_1 \cdot b_1^2 = 0,5 \cdot 256 \cdot 0,5^2 = 32 \text{ кНм},$$

где $b_1 = (b - b_c)/2 = (1,5 - 0,5)/2 = 0,5$ м.

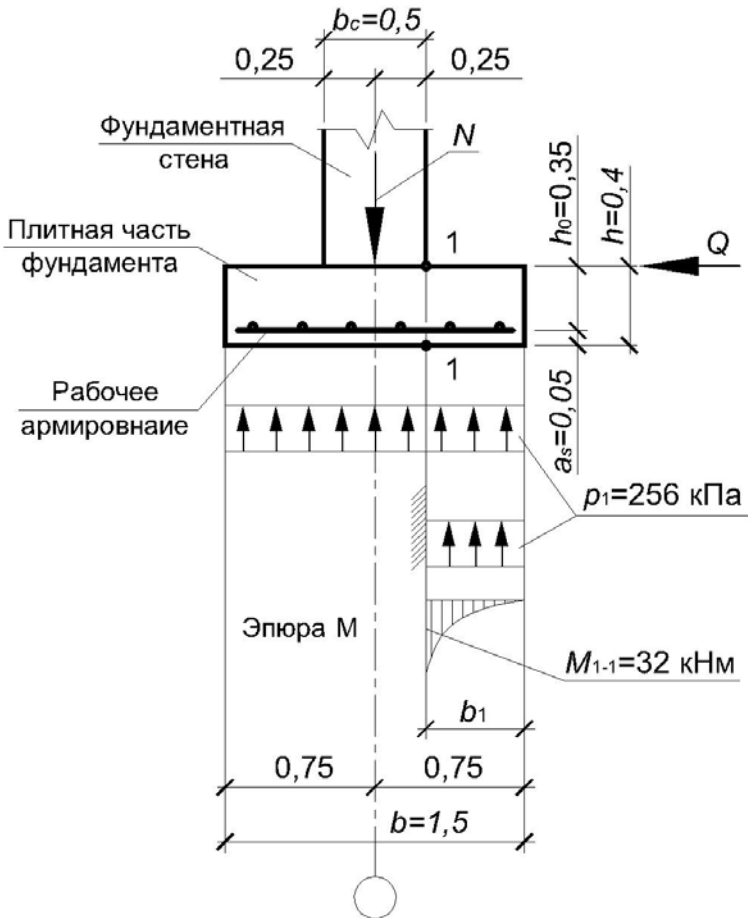


Рисунок 4.14 – Схема к расчету прочности нормальных сечений плитной части ленточного фундамента (пример 4.8)

Определяем значение коэффициента α_m по формуле (4.34):

$$\alpha_m = \frac{M_{1-1}}{R_b \cdot l \cdot h_0^2} = \frac{32}{14500 \cdot 1 \cdot 0,35^2} = 0,018,$$

где $h_0 = h - a_s = 0,4 - 0,05 = 0,35$ м.

По таблице 4.8, в зависимости от класса арматуры, определяем значение коэффициента $\alpha_R = 0,39$. Так как $\alpha_m = 0,018 < \alpha_R = 0,39$, то сжатая арматура в верхней зоне плитной части фундамента по расчету не требуется.

Согласно формуле (4.35) определяем площадь сечения растянутой арматуры A_s в нижней зоне плитной части ленточного фундамента:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{R_b \cdot l \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m})}{R_s} = \\ &= \frac{14,5 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018})}{350} = 0,000264 \text{ м}^2 = \\ &= 2,64 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Принимаем шаг арматурных стержней вдоль длины ленточного фундамента $S = 250$ мм. Общая площадь сечения растянутой арматуры $A_s = 2,64 \text{ см}^2$. Количество стержней принимаем $n = 4$ шт. Тогда:

$$A_s^{\text{тр}} = \frac{A_s}{n} = \frac{2,64}{4} = 0,66 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматуры (таблица 4.10) принимаем диаметр арматурного стержня 10 мм.

Проверяем условие (4.37):

$$\begin{aligned} Q = 130 \text{ кН} &\leq k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,75 \cdot 1050 \cdot 1,5 \cdot 0,35 = \\ &= 413,4 \text{ кН} \end{aligned}$$

где $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при классе бетона В25 (таблица 4.7).

Так как условие (4.37) выполняется, то расчет плитной части ленточного фундамента на действие поперечной силы не производится.

Таким образом, армирование плитной части проектируемого ленточного фундамента вдоль ширины его подошвы выполняется арматурными стержнями диаметром 10 мм класса А400 с шагом 250 мм. Армирование подошвы фундамента вдоль его длины l конструктивно принимается также из стержней диаметром 10 мм класса А400 с шагом 250 мм. Защитный слой арматуры, согласно требованиям СП 63.13330.2012, принимаем $a_s = 50$ мм.

4.6.3 Конструирование отдельного фундамента из монолитного железобетона под колонну

Глубину заложения отдельного фундамента под колонну, размеры его подошвы, а также значения конечных осадок определяют в соответствии с указаниями параграфов 4.1–4.4 настоящего учебного пособия. Расчет конструкции отдельного фундамента по прочности и трещиностойкости включает: расчет плитной части фундамента на продавливание, расчет армирования плитной части фундамента, расчет подколонника на прочность и др. С расчетом плитной части отдельного железобетонного фундамента под колонну на раскалывание, на смятие (местное сжатие), расчетом прочности фундамента по поперечной силе и другими можно ознакомиться в Пособии к СНиП 2.03.01–84, 1989; Справочнике геотехника, 2016.

При центральной нагрузке подошву фундамента следует принимать квадратной. При внецентренной нагрузке подошву рекомендуется принимать прямоугольной с соотношением сторон 0,5–0,8 (см. параграф 4.2).

Обычно в начале для отдельного фундамента определяют предварительную высоту h по приближенной формуле и затем проверяют прочность на продавливание (раскалывание).

Предварительный размер рабочей высоты плитной части фундамента определяют по приближенной формуле:

$$h_{0,пл} = -\frac{l_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} + p_{max}}}, \quad (4.38)$$

где l_c, b_c – размеры поперечного сечения колонны, м;

N_I – расчетная нагрузка, передаваемая колонной на уровне обреза фундамента, кН;

α – коэффициент, принимаемый равным 0,85;

γ_{b1} – коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки; принимается равным: $\gamma_{b1} = 1,0$ при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки, $\gamma_{b1} = 0,9$ при продолжительном (длительном) действии нагрузки;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, кПа, принимаемое по таблице 4.7;

p_{max} – максимальное давление по подошве фундамента, кПа, определяемое по формуле:

$$p_{max} = \frac{N_I}{l \cdot b} + \frac{M_I}{W}, \quad (4.39)$$

здесь l, b – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м;

M_I – расчетное значение момента в уровне обреза фундамента, кНм;

W – момент сопротивления подошвы фундамента, определяемый по формуле:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6}. \quad (4.40)$$

Затем рассчитывают высоту плитной части фундамента:

$$h_{pl} = h_{0,pl} + a_s, \quad (4.41)$$

Высота отдельного фундамента h_f назначается с учетом глубины заложения его подошвы и уровня обреза. Обрез фундамента железобетонных колонн зданий следует принимать, как правило, на отметке $-0,150$ для обеспечения условий выполнения работ нулевого цикла. Таким образом, полная высота фундамента h_f составит:

$$h_f = h_{pl} + h_{cf}, \quad (4.42)$$

где h_{cf} – высота подколонника, м.

Высота фундамента h_f округляется обычно кратно $0,3$ м, а высота ступеней – кратно $0,15$ м.

Высота ступеней принимается равной: 300 , 450 и 600 мм. При высоте плитной части h_{pl} до 900 мм рекомендуется принимать вылет ступеней равным 300 мм. Минимальный вылет ступеней обычно составляет 150 мм. Это сделано для применения унифицированной инвентарной опалубки при устройстве фундамента.

Ступени плитной части фундамента рекомендуется назначать так, чтобы вторая и третья ступени имели отношение вылета к высоте от $1,0$ до $1,5$, а первая ступень – до $2,0$.

При вылете подошвы фундамента за грани подколонника $c < 600$ мм плитная часть фундамента выполняется одноступенчатой. При $750 < c < 900$ мм плитная часть фундамента может быть запроектирована как одноступенчатой, так и двухступенчатой, а при больших вылетах – двухступенчатой или трехступенчатой.

Задача проектирования высоты и вылета ступеней плитной части фундамента строго не определена, поэтому может быть составлено несколько вариантов разбивки плитной части

на ступени. Выбор осуществляется исходя из минимальных затрат на устройство фундамента.

Для опирания фундаментных балок на фундаменты следует предусматривать столбчатые набетонки, которые выполняются на готовом фундаменте. Крепление набетонок к фундаменту рекомендуется осуществлять за счет сцепления бетона с предварительно подготовленной поверхностью бетона фундамента (устройство насечек) или креплением анкеров сваркой к закладным изделиям, или с помощью выпусков арматуры, предусмотренных в теле фундамента (при отношении высоты набетонки к ее меньшему размеру в плане ≥ 15).

Расчет плитной части фундамента на продавливание

В зависимости от вида сопряжения фундамента с колонной различают две схемы расчета на продавливание (Пособие к СНиП 2.03.01–84, 1989):

1. Монолитное сопряжение колонны с фундаментом (рисунок 4.15, *а*) или подколонника с плитной частью фундамента при высоте подколонника $h_{cf} \geq 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c)$ (рисунок 4.15, *б*), а также стаканное (сборное) сопряжение готовой колонны с высоким фундаментом при высоте подколонника, удовлетворяющей условию $h_{cf} - d_p \geq 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c)$ (рисунок 4.15, *в*).

В рассматриваемом случае считается, что продавливание плитной части происходит от низа монолитной колонны или подколонника на действие продольной силы N и изгибающего момента M .

2. При стаканном (сборном) сопряжении готовой колонны с низким фундаментом – при высоте подколонника, удовлетворяющей условию $h_{cf} - d_p < 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c)$ (рисунок 4.16). В этом случае фундаменты рассчитываются на продавливание колонной от дна стакана и на раскалывание от действия только продольной силы N .

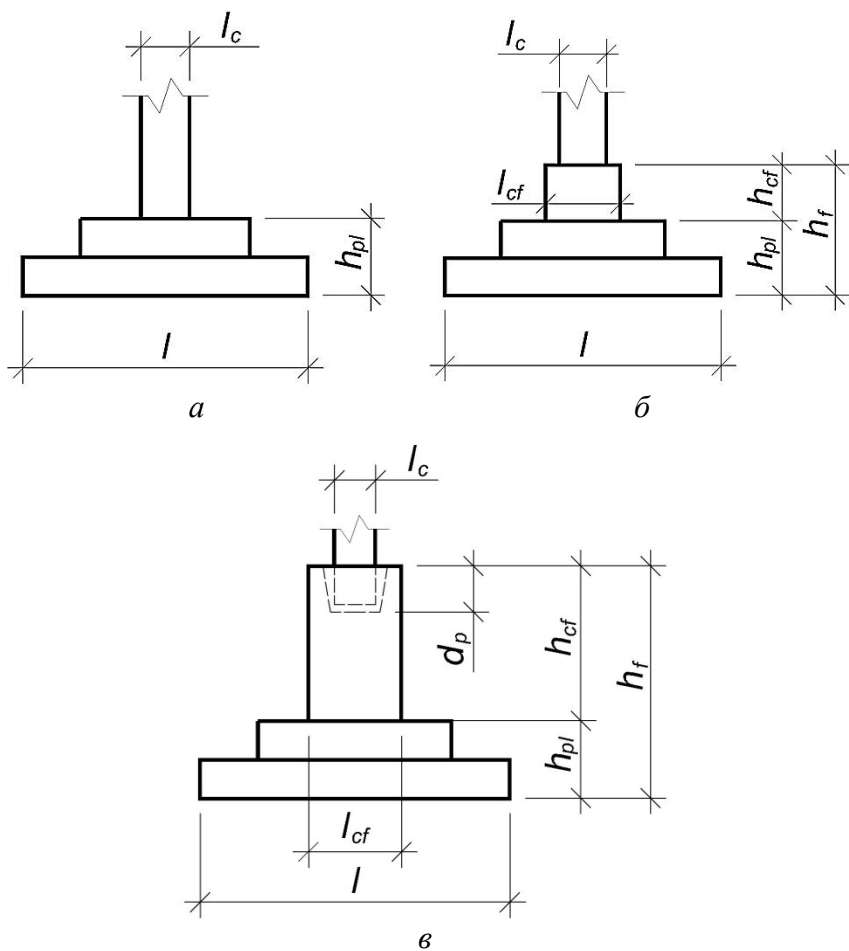


Рисунок 4.15 – Виды сопряжений фундамента с колонной по первой схеме расчета на продавливание:

a – монолитное сопряжение колонны с плитной частью фундамента;

б – то же, при высоте подколонника $h_{cf} \geq 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c)$;

в – стаканное сопряжение колонны с высоким фундаментом при $h_{cf} - d_p \geq 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c)$

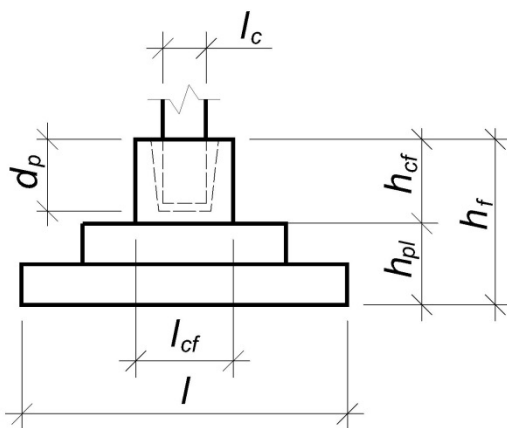


Рисунок 4.16 – Сопряжение сборной (готовой) колонны с низким фундаментом при условии $h_{cf} - d_p < 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c)$

В настоящем учебном пособии рассматривается первая схема расчета на продавливание. С расчетом по второй схеме более подробно можно ознакомиться в (Пособие к СНиП 2.03.01–84, 1989; Справочник геотехника, 2016).

Расчет на продавливание плитной части нагруженных фундаментов по первой схеме производится из условия:

$$F \leq R_{bt} \cdot u_m \cdot h_{opl}, \quad (4.43)$$

где F – продавливающая сила, кН;

$u_m = 2 \cdot (b_c + l_c + 2 \cdot h_{opl})$ – среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_{opl} , м;

h_{opl} , R_{bt} – то же, что и в формуле (4.38).

При монолитном сопряжении колонны с подколонником фундамента в формулах для расчета на продавливание вместо размеров поперечного сечения колонны b_c и l_c принимаются размеры поперечного сечения подколонника b_{cf} и l_{cf} .

При определении величин u_m и F предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы (площадь сечения колонны или подколонника), а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (рисунок 4.17).

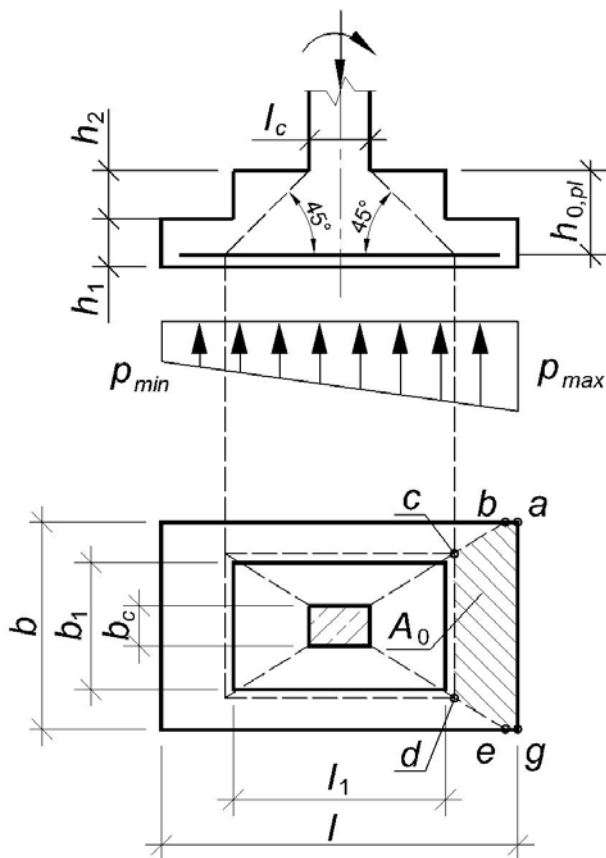


Рисунок 4.17 – Схема образования пирамиды продавливания в центрально-нагруженных прямоугольных, а также внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментах

Величина продавливающей силы F принимается равной величине продольной силы N , действующей на пирамиду продавливания, за вычетом величины реактивного давления грунта, приложенного к большему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры).

Величина продавливающей силы F в формуле (4.43) принимается равной:

$$F = A_0 \cdot p_{max}, \quad (4.44)$$

где A_0 – часть площади основания фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер (многоугольник $abcdef$):

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_c - 2 \cdot h_{opl}) - 0,25 \cdot (b - b_c - 2 \cdot h_{opl})^2. \quad (4.45)$$

При $b - b_c - 2 \cdot h_{opl} \leq 0$ последний член в формуле (4.45) не учитывается.

Определение площади сечения арматуры плитной части отдельного фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры плитной части отдельного фундамента определяется из расчета на изгиб консольных выступов фундамента в сечениях, проходящих по граням ступеней фундамента и по граням колонны (подколонника) (рисунок 4.18).

Площадь сечения рабочей арматуры в плитной части фундамента в i -м сечении на ширину фундамента определяется по формуле:

$$A_s = \frac{M_i}{0,9 \cdot h_{oi} \cdot R_s}, \quad (4.46)$$

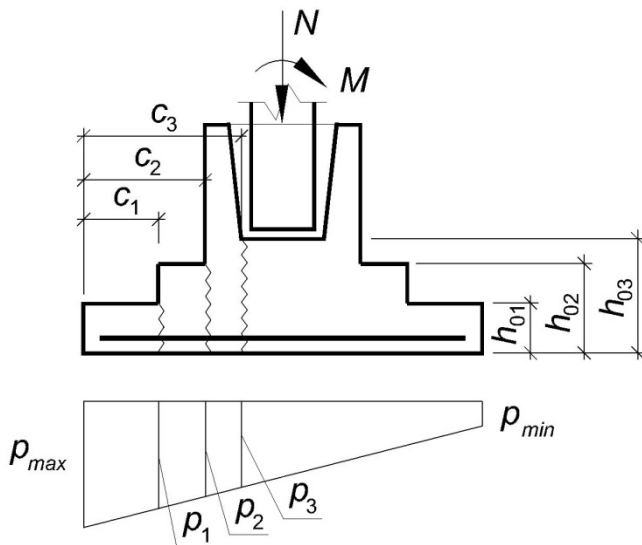


Рисунок 4.18 – Расчетная схема к определению площади сечения арматуры плитной части фундамента под колонну

где M_i – момент в i -ом сечении, кНм;

h_{0i} – рабочая высота фундамента в i -ом сечении, м;

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, кПа, определяемое по таблице 4.9.

Значение изгибающего момента в направлении большей стороны фундамента от внешней нагрузки вычисляется по формуле:

$$M_i = \frac{c_i^2 \cdot b}{6} \cdot (2 \cdot p_{max} + p_i), \quad (4.47)$$

где c_i – расстояние от края подошвы отдельного фундамента до i -ого сечения в направлении большей стороны фундамента, м;

b – ширина подошвы фундамента, м;

p_{max} – максимальное давление по подошве фундамента, кПа;

p_i – давление по подошве фундамента в i -ом сечении, кПа, определяемое по формуле:

$$p_i = p_{min} + \frac{(l - c_i) \cdot (p_{max} - p_{min})}{l}, \quad (4.48)$$

здесь l – длина подошвы фундамента, м;

p_{min} – минимальное давление по подошве фундамента, кПа.

Значение изгибающего момента в направлении меньшей стороны фундамента от внешней нагрузки вычисляется по формуле:

$$M_i = \frac{1}{8} \cdot (b - b_i) \cdot p \cdot l, \quad (4.49)$$

где b_i – ширина второй, третьей ступени плитной части фундамента или ширина подколонника, в зависимости от расположения i -ого сечения, м;

p – среднее давление по подошве фундамента, кПа.

Пример 4.9. Выполнить расчет и конструирование отдельного железобетонного фундамента под монолитную железобетонную колонну.

Исходные данные. Размеры поперечного сечения колонны составляют: ширина $b_c = 300$ мм, длина $l_c = 300$ мм (рисунок 4.19). Глубина заложения фундамента $d = 1400$ мм (отм. -1.650 относительно уровня чистого пола первого этажа). Согласно расчету фундамента по деформациям (второй группе предельных состояний), длина подошвы отдельного фундамента составляет $l = 3000$ мм, ширина – $b = 2100$ мм. Расчетные нагрузки в уровне обреза фундамента равны $N_I = 960$ кН, $M_I = 70$ кНм.

Решение. Расчет и конструирование тела фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Конструирование фундамента. Отдельный железобетонный фундамент выполняем из бетона класса В20. Для рабочего армирования применяем арматуру класса А400. По таблице 4.7 и 4.9 в соответствии с классом бетона и арматуры подбираем значения их расчетных характеристик: расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 11,5$ МПа; расчетное сопротивление бетона осевому растяжению $R_{bt} = 0,9$ МПа; расчетное сопротивление арматуры растяжению $R_s = 350$ МПа.

Предварительные размеры рабочей высоты плитной части фундамента h_{opl} определяем по формуле (4.38):

$$h_{opl} = -\frac{l_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} + p_{max}}} =$$

$$= -\frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{960}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 900 + 174,6}} = 0,41 \text{ м},$$

где давление p_{max} , определяемое по формуле (4.39) равно:

$$p_{max} = \frac{N_I}{l \cdot b} + \frac{M_I}{W} = \frac{960}{3 \cdot 2,1} + \frac{70}{3,15} = 174,6 \text{ кПа},$$

здесь момент сопротивления W , согласно формуле (4.40) составляет:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,1 \cdot 3^2}{6} = 3,15 \text{ м}^3.$$

Ширину подколонника b_{cf} принимаем с учетом размеров поперечного сечения колонны, прибавляя с каждой стороны по 50 мм:

$$b_{cf} = l_{cf} = l + 100 = b + 100 = 400 \text{ мм}.$$

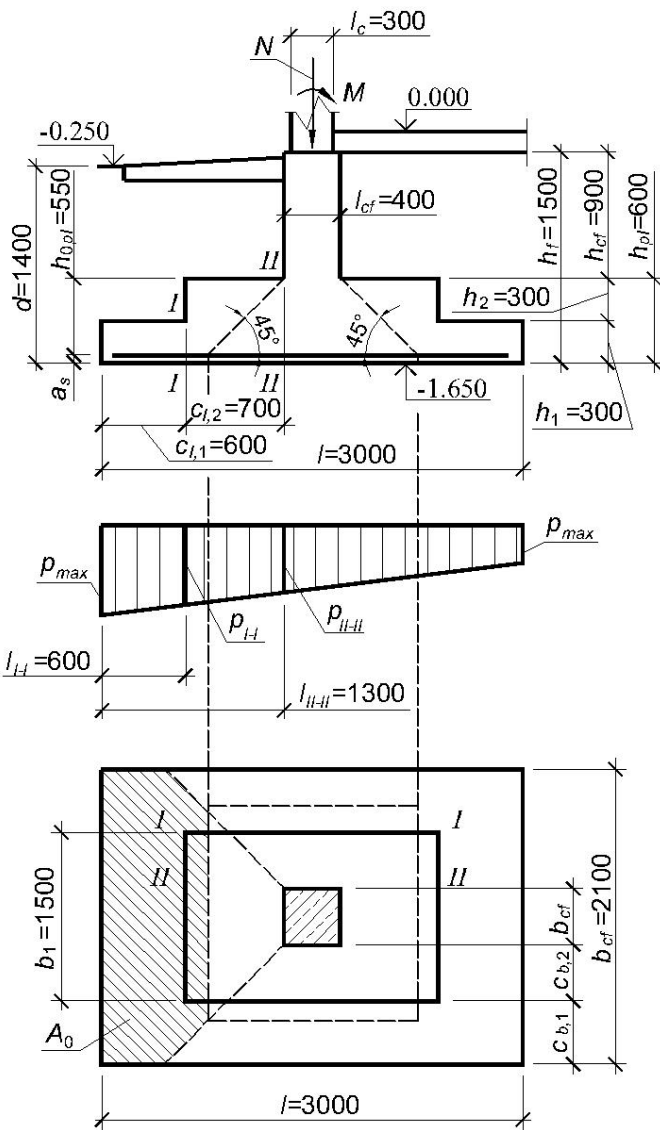


Рисунок 4.19 – Расчетная схема к конструированию отдельного фундамента под колонну и для расчета прочности его плитной части на продавливание (пример 4.9)

Исходя из размеров подошвы фундамента и подколонника вылет подошвы фундамента за грани подколонника составит:

$$c = \frac{l}{2} - \frac{l_{cf}}{2} = \frac{3}{2} - \frac{0,4}{2} = 1,3 \text{ м.}$$

Так как вылет фундамента $c = 1300 > 900$ мм, то плитную часть фундамента рекомендуется проектировать двухступенчатой или трехступенчатой. Рабочая высота плитной части фундамента h_{opl} , в соответствии с выполненными выше расчетами, не должна быть меньше 0,41 м. Таким образом, окончательная высота плитной части фундамента h_{pl} , учитывая модульность размеров фундамента и защитный слой бетона $a_s = 50$ мм, составит 600 мм (две ступени по 300 мм). Рабочая высота плитной части $h_{opl} = h_{pl} - a_s = 600 - 50 = 550$ мм.

Обрез отдельного фундамента располагаем на отметке – 0.150 относительно уровня чистого пола первого этажа здания. Исходя из этого, полная высота фундамента отдельного фундамента h_f составит 1500 мм. Высота подколонника равна:

$$h_{cf} = h_f - h_{pl} = 1500 - 600 = 900 \text{ мм.}$$

Назначаем размеры консолей первой и второй ступеней плитной части фундамента, принимая их кратно 0,15 м (рисунок 4.19):

– в направлении действия момента (в направлении большей стороны):

$$c_{l,1} = (1 \dots 2,5) \cdot h_1 = 2 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ м;}$$
$$c_{l,2} = \frac{l}{2} - \frac{l_{cf}}{2} - c_1 = \frac{3}{2} - \frac{0,4}{2} - 0,6 = 0,7 \text{ м;}$$

– в направлении, перпендикулярном плоскости действия момента – в направлении меньшей стороны:

$$c_{b,1} = (1 \dots 2,5) \cdot h_1 = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ м};$$

$$c_{b,2} = \frac{b}{2} - \frac{b_{cf}}{2} - c_1 = \frac{2,1}{2} - \frac{0,4}{2} - 0,45 = 0,4 \text{ м}.$$

2. Расчет плитной части фундамента на продавливание. Так как сопряжение колонны с фундаментом монолитное, расчет на продавливание выполняется по первой схеме (см. выше). Проверяем условие (4.43):

$$F = 260,2 \text{ кН} \leq R_{bt} \cdot u_m \cdot h_{opl} = 900 \cdot 3,8 \cdot 0,55 = 1881 \text{ кН},$$

где $u_m = 2 \cdot (b_{cf} + l_{cf} + 2 \cdot h_{opl}) = 2 \cdot (0,4 + 0,4 + 2 \cdot 0,55) = 3,8 \text{ м}$ (рисунок 4.19);

F – продавливающая сила, определяемая по формуле (4.44):

$$F = A_0 \cdot p_{max} = 1,49 \cdot 174,6 = 260,2 \text{ кН},$$

здесь A_0 определяем по формуле (4.45):

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{opl}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{opl})^2 =$$

$$= 0,5 \cdot 2,1 \cdot (3 - 0,4 - 2 \cdot 0,55) - 0,25 \cdot (2,1 - 0,4 - 2 \cdot 0,55)^2 = 1,49 \text{ м}^2.$$

Условие (4.43) выполняется, следовательно, продавливание плитной части проектируемого отдельного фундамента не произойдет и ее высота подобрана верно.

3. Определение площади сечения арматуры плитной части отдельного фундамента. Площадь сечения рабочей арматуры плитой части фундамента определяется из расчета на изгиб консольных выступов вдоль сторон фундамента l и b в сече-

ниях, проходящих по граням колонны и подколонника и по граням ступеней фундамента (рисунок 4.19).

Расчет выполняется в следующей последовательности.

3.1. В сечениях I–I и II–II определяем изгибающие моменты по формуле (4.47). В плоскости действия момента – в направлении большей стороны подошвы фундамента:

– для сечения I–I:

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 \cdot b}{6} \cdot (2 \cdot p_{max} + p_{I-I}) = \frac{0,6^2 \cdot 2,1}{6} \cdot (2 \cdot 174,6 + 200,6) = 69,3 \text{ кНм},$$

где $b = 2,1$ м – ширина подошвы фундамента;

$l_{I-I} = c_{l,1} = 0,6$ м – расстояние вдоль большей стороны фундамента l от края его подошвы до грани второй ступени;

p_{I-I} – давление грунта в сечении I–I, определяемое по формуле (4.48):

$$p_{I-I} = p_{min} + \frac{(l - l_{I-I}) \cdot (p_{max} - p_{min})}{l} = 130,2 + \frac{(3 - 0,6) \cdot (174,6 - 130,2)}{3} = 200,6 \text{ кПа},$$

здесь минимальное давление по подошве фундамента p_{min} :

$$p_{min} = \frac{N_I}{l \cdot b} - \frac{M_I}{W} = \frac{960}{3 \cdot 2,1} - \frac{70}{3,15} = 130,2 \text{ кПа};$$

– для сечения II–II:

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 \cdot b}{6} \cdot (2 \cdot p_{max} + p_{II-II}) = \frac{1,3^2 \cdot 2,1}{6} \cdot (2 \cdot 174,6 + 155,4) = 298,5 \text{ кНм},$$

где $b = 2,1$ м – ширина подошвы фундамента;

$l_{II-II} = c_{l,1} + c_{l,2} = 0,6 + 0,7 = 1,3$ м – расстояние вдоль большей стороны фундамента l от края его подошвы до под-
колонника;

p_{II-II} – давление грунта в сечении II–II, определяемое по формуле (4.48):

$$p_{II-II} = p_{min} + \frac{(l - l_{II-II}) \cdot (p_{max} - p_{min})}{l} = 130,2 + \frac{(3 - 1,3) \cdot (174,6 - 130,2)}{3} = 155,4 \text{ кПа},$$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента – в направлении меньшей стороны подошвы отдельного фундамента:

– для сечения I–I по формуле (4.49):

$$M_{I-I} = \frac{1}{8} \cdot (b - b_1) \cdot p \cdot l = \frac{1}{8} \cdot (2,1 - 1,2) \cdot 152,4 \cdot 3 = 51,4 \text{ кНм},$$

где $b_1 = 1,2$ м – ширина второй ступени плитной части отдельного фундамента;

p – среднее давление по подошве фундамента:

$$p = \frac{N_I}{l \cdot b} = \frac{960}{3 \cdot 2,1} = 152,4 \text{ кПа};$$

– для сечения II–II по формуле (4.49):

$$M_{II-II} = \frac{1}{8} \cdot (b - b_{cf}) \cdot p \cdot l = \frac{1}{8} \cdot (2,1 - 0,4) \cdot 152,4 \cdot 3 = 97,2 \text{ кНм},$$

где $b_{cf} = 0,4$ м – ширина подколонника.

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры в плитной части фундамента, используя формулу (4.46). Подбор арматуры ведется на всю ширину или длину фундамента.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны подошвы фундамента:

– для сечения I–I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{69,3}{0,9 \cdot 0,25 \cdot 350000} = 0,00088 \text{ м}^2 = 8,8 \text{ см}^2,$$

где $h_{01} = 0,25$ м – рабочая высота фундамента в сечении I–I;

– для сечения II–II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{298,5}{0,9 \cdot 0,55 \cdot 350000} = 0,00172 \text{ м}^2 = 17,2 \text{ см}^2,$$

где $h_{02} = 0,55$ м – рабочая высота фундамента в сечении II–II.

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента – в направлении меньшей стороны подошвы отдельного фундамента:

– для сечения I–I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{51,4}{0,9 \cdot 0,25 \cdot 350000} = 0,00065 \text{ м}^2 = 6,5 \text{ см}^2;$$

– для сечения II–II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{97,2}{0,9 \cdot 0,55 \cdot 350000} = 0,00056 \text{ м}^2 = 5,6 \text{ см}^2.$$

3. Из двух значений A_s^{I-I} и A_s^{II-II} в соответствующем направлении выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количество арматурных стержней.

Задаемся шагом стержней, который, обычно, составляет $S = 150 \dots 200$ мм. Количество стержней больше числа шагов арматурных стержней на 1. Требуемую площадь одного арматурного стержня A_s^{TP} определяем делением максимальной расчетной площади A_s^{max} на число стержней.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны подошвы фундамента. Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм. Количество стержней с учетом минимального защитного слоя арматуры $a_{s,\text{min}} = 50$ мм составит:

$$n = \frac{l - 2 \cdot a_{s,\text{min}}}{S} + 1 = \frac{3000 - 2 \cdot 50}{150} + 1 \approx 20 \text{ шт.}$$

Максимальная расчетная площадь составит:

$$A_s^{\text{max}} = A_s^{II-II} = 17,2 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения одного стержня A_s^{TP} в направлении большей стороны подошвы фундамента составит:

$$A_s^{\text{TP}} = \frac{A_s^{\text{max}}}{n} = \frac{17,2}{20} = 0,86 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматуры (таблица 4.10) принимаем диаметр стержней 12 мм.

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента – в направлении меньшей стороны подошвы отдельного фундамента. Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм. Количество стержней с учетом минимального защитного слоя арматуры $a_{s,min} = 50$ мм составит:

$$n = \frac{b - 2 \cdot a_{s,min}}{S} + 1 = \frac{2100 - 2 \cdot 50}{150} + 1 \approx 14 \text{ шт.}$$

Максимальная расчетная площадь составит:

$$A_s^{max} = A_s^{l-l} = 6,5 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения одного стержня $A_s^{тр}$ в направлении большей стороны подошвы фундамента составит:

$$A_s^{тр} = \frac{A_s^{max}}{n} = \frac{6,5}{14} = 0,464 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматуры (таблица 4.10) принимаем диаметр стержней 8 мм. Однако диаметр рабочих стержней арматуры подошвы фундамента, укладываемых вдоль стороны 3 м и менее, должен быть не менее 10 мм (см. п. 4.6.1). Поэтому окончательно принимаем диаметр арматурных стержней вдоль меньшей стороны 12 мм.

Таким образом, в качестве рабочего армирования плитной части отдельного фундамента принимаем (рисунок 4.20):

- вдоль большей стороны подошвы фундамента l арматурные стержни диаметром 12 мм класса А400 с шагом 150 мм;
- вдоль меньшей стороны подошвы фундамента b арматурные стержни диаметром 12 мм класса А400 с шагом 150 мм.

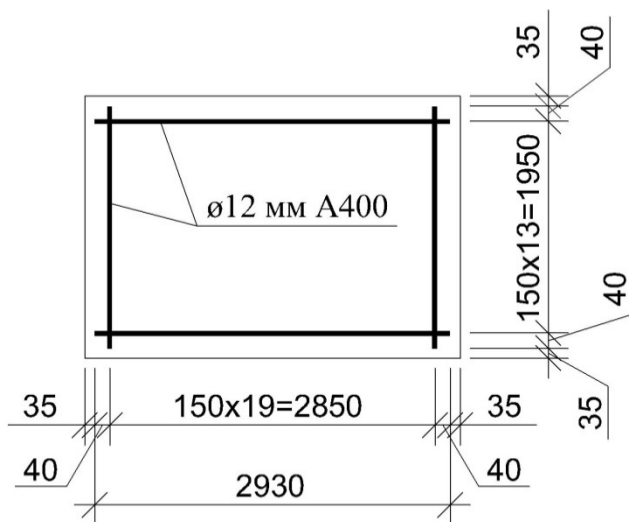


Рисунок 4.20 – Схема армирования подошвы проектируемого отдельного фундамента (пример 4.9)

Контрольные вопросы

1. Назовите, какие грунты строительных площадок зданий относятся к пучинистым при промерзании?
2. Назовите, какие грунты строительных площадок зданий относятся к непучинистым при промерзании?
3. Дайте характеристику нормативной и расчетной глубине сезонного промерзания?
4. Как установить нормативную и расчетную глубину сезонного промерзания грунтов?
5. Охарактеризуйте метод последовательных приближений, используемый для назначения размеров подошвы фундаментов зданий?
6. Запишите условия, которые используются при назначении размеров подошвы фундаментов зданий, сооружений?

7. Назовите, что понимается под расчетным сопротивлением грунта основания, и в каких расчетах используется эта характеристика?

8. С какой целью выполняются поверочные расчеты проверки прочности подстилающего слоя грунта в основании фундамента?

9. Какой слой в основании фундамента здания, сооружения называют несущим?

10. Какой слой в основании фундамента здания, сооружения называют подстилающим?

11. Назовите основные методы расчета осадок фундаментов, используемых при проектировании зданий, сооружений?

12. Дайте характеристику метода послойного суммирования, используемого для расчета осадок фундаментов промышленных и гражданских зданий?

13. Поясните, как определить напряжение от собственно-го веса грунта в основании фундамента здания?

14. Поясните, как определить дополнительное напряжение в основании от нагрузки, передаваемой фундаментом здания?

15. С какой целью выполняется расчет осадок фундаментов с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунте?

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем учебном пособии рассмотрены основные этапы проектирования фундаментов мелкого заложения многоэтажных зданий (высотой от 4 до 25 этажей). Оно ориентировано на студентов, обучающихся по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и является основой для формирования базы знаний, используемой при проектировании фундаментов высотных, заглубленных, большепролетных и других уникальных зданий, сооружений.

Материалы учебного пособия рекомендуется использовать студентам при выполнении курсовых и выпускных квалификационных работ. Учебное пособие охватывает обязательные разделы учебной программы, необходимой для понимания работы фундаментов зданий, сооружений. К этим разделам относятся: характеристика конструктивных решений фундаментов многоэтажных зданий, оценка грунтовых условий площадок строительства, основные принципы расчета оснований фундаментов, расчет и конструирование фундаментов мелкого заложения и другие. Однако ограниченный объем учебного пособия не позволил отразить в нем все многообразие используемых видов фундаментов, таких как свайных, плитных, фундаментов на закрепленных и искусственных грунтах. Поэтому в учебном пособии имеются ссылки на рекомендуемую литературу, которые помогут студентам самостоятельно пополнить свои знания.

Авторы настоящего учебного пособия стремились показать студентам не только основные этапы проектирования фундаментов мелкого заложения многоэтажных зданий, но и побудить их к самостоятельной работе, которая ждет их после окончания вуза.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Основная

1. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. – 2-е изд., доп. и перераб. – М. : Изд-во АСВ, 2016. – 1040 с.

2. Основания и фундаменты : учебник для бакалавров строительства / Р. А. Мангушев (ответственный за издание), В. Д. Карлов, И. И. Сахаров, А. И. Осокин. – М. : Изд-во АСВ; СПб. : СПбГАСУ, 2011. – 392 с.

3. Механика грунтов, основания и фундаменты : Учеб. пособие / С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский, З. Г. Тер-Мартirosян, С. Н. Чернышев; под ред. С. Б. Ухова. – 4-е изд., стер. – М. : Высш. шк., 2007. – 566 с.

4. Тер-Мартirosян З. Г. Механика грунтов : учеб. пособие / З. Г. Тер-Мартirosян. – М. : Изд-во АСВ, 2005. – 488 с.

5. Полищук А. И. Анализ грунтовых условий строительства при проектировании фундаментов зданий : науч.-практ. пособие / А. И. Полищук. – М. : Изд-во АСВ, 2016. – 104 с.

6. Пономарев А. Б. Подземное строительство : учеб. пособие / А. Б. Пономарев, Ю. Л. Винников. – Пермь : Изд-во ПНИПУ, 2014. – 262 с.

7. Никифорова Н. С. Обеспечение сохранности зданий в зоне влияния подземного строительства : монография / Н. С. Никифорова. – М. : НИУ МГСУ, 2016. – 152 с.

8. Готман А. Л. Сваи и свайные фундаменты. Избранные труды : монография / А. Л. Готман. – Уфа : ИДПО УГНТУ, 2015. – 384 с.

9. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) / Б. И. Далматов. – 4-е изд., стер. – М. : Изд-во «Лань», 2017. – 416 с.

10. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий : Монография / П. А. Коновалов, В. П. Коновалов. – 5-е изд. перераб. и доп. – М. : Изд-во АСВ, 2011. – 384 с.
11. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. – М. : Минрегион России, 2011. – 162 с.
12. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85. – М. : Минрегион России, 2010. – 86 с.
13. ГОСТ 25100.2011 Грунты. Классификация. – М. : 2012. – 67 с.
14. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II–7–81*. – М. : Минрегиона России, 2010. – 87 с.
15. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2011. – 85 с.

Дополнительная

К разделу 1

1. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
2. Невзоров А. Л. Основания и фундаменты в схемах и таблицах : учеб. пособие / А. Л. Невзоров. – Архангельск : КИРА, 2016. – 163 с.
3. Улицкий В. М. Геотехническое сопровождение развития городов (практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки) / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. – СПб. : «Стройиздат Северо-Запад», Группа компаний «Геореконструкция», 2010. – 552 с.

4. Полищук А. И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий / А. И. Полищук. – 3-е изд., доп. – Нортэмптон STT : Томск : STT, 2007. – 476 с.

5. Перспективные фундаменты на сильносжимаемых грунтовых основаниях : монография / Я. А. Пронозин, Л. Р. Епифанцева, Ю. В. Наумкина, Р. В. Мельников, О. С. Порошин. – М. : Изд-во АСВ, 2017. – 350 с.

6. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под общ. ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева // Глава 16. Усиление оснований и фундаментов зданий и сооружений / А. И. Полищук, А. А. Тарасов. – 2-е изд., доп. и перераб. – М. : Изд-во АСВ, 2016. – С. 807–850.

7. Бареев В. И. Основы архитектуры и строительных конструкций : учеб. пособие / В. И. Бареев. – Краснодар : КубГАУ, 2014. – 173 с.

8. Полищук А. И. Классификация, численный анализ и практическое применение способов усиления фундаментов сваями в условиях реконструкции зданий. Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территорий / А. И. Полищук, А. А. Петухов // Материалы Всероссийской национальной конференции с международным участием (г. Пермь, 29–31 мая 2017 г.). – Пермь : Изд-во ПНИПУ (научно-электронное здание), 2017. – С. 206–218.

9. Полищук А. И. Оценка несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для фундаментов реконструируемых зданий / А. И. Полищук, А. А. Тарасов // Научно-технический журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов». – М. : ООО Издательский дом «Экономика, строительство, транспорт», 2017. – № 1 – С. 21–26.

10. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии : науч.-практ. пособие / Р. А. Мангушев, А. Л. Готман, В. В. Знаменский, А. Б. Пономарев; под ред. Р. А. Мангушева. – М. : Изд-во АСВ, 2015. – 320 с.

11. Шулятьев О. А. Основания и фундаменты высотных зданий : научное издание / О. А. Шулятьев. – М. : Изд-во АСВ, 2016. – 392 с.

12. Дегтярёв Г. В. Математическое моделирование ослабленных вертикальных несущих конструкций здания при усилении самоупрочиваемым бетоном / Г. В. Дегтярёв, В. Г. Дегтярёв, И. А. Табаев // Труды Кубанского государственного аграрного университета. – Краснодар : 2015. – № 1 (52). – С. 192–198.

13. ГОСТ 31937–2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинг технического состояния. – М. : МНТКС, 2012. – 89 с.

14. Полищук А. И. Перераспределение внешней нагрузки от отдельного фундамента здания между подошвой и инъекционными сваями, используемыми для его усиления / А. И. Полищук, И. В. Семёнов // Научное обеспечение агропромышленного комплекса : сб. ст. по материалам IX Всерос. конф. молодых ученых, посвящ. 75-летию В. М. Шевцова (отв. за вып. А. Г. Коцаев). – Краснодар : КубГАУ, 2016. – С. 861–862.

15. Полищук А. И. Развитие метода оценки загрузки отдельных фундаментов для их усиления в глинистых грунтах с использованием инъекционных свай / А. И. Полищук, А. А. Филиппович, И. В. Семёнов // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 2. – С. 116–123. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.2.12.

К разделу 2

1. Мангушев Р. А. Механика грунтов : учебник / Р. А. Мангушев, В. Д. Карлов, И. И. Сахаров. – М. : Изд-во АСВ, 2009. – 264 с.

2. Захаров М. С. Инженерно-геологические и инженерно-геотехнические изыскания в строительстве : учеб. пособие /

М. С. Захаров, Р. А. Мангушев; под ред. Р. А. Мангушева. – М., СПб. : Изд-во АСВ, 2014. – 176 с.

3. Абелев Ю. М. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах / Ю. М. Абелев, М. Ю. Абелев. – М. : Стройиздат, 1979. – 271 с.

4. Сорочан Е. А. Строительство сооружений на набухающих грунтах / Е. А. Сорочан – М. : Стройиздат, 1974. – 224 с.

5. Полищук А. И. Рекомендации по определению значений модуля деформации грунтов по результатам компрессионных испытаний с использованием региональных коэффициентов / А. И. Полищук, В. В. Фурсов, М. В. Балюра // Региональные нормативы градостроительного проектирования Томской области. – Томск : Администрация Томской области, 2007. – 22 с.

6. Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом / Я. М. Айзенберг, Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин, В. И. Смирнов, Н. Н. Трекин. – М. : Изд-во АСВ, 2012. – 264 с.

7. Ставницер Л. Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов : монография / Л. Р. Ставницер. – М. : Изд-во АСВ, 2010. – 448 с.

8. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости / Ю. И. Немчинов, Н. Г. Марьенков, А. К. Хавкин, К. Н. Бабик; под ред. Ю. И. Немчинова. – Киев : ФОРМ С. В. Гудименко, 2012. – 384 с.

9. Альбом конструктивных решений по сейсмоусилению каменных зданий и сооружений / Г. П. Тонких, А. С. Морозов, К. А. Демидов, В. В. Кошаев, О. В. Кабанцев, В. С. Плевков, Д. Г. Копаница, О. Г. Кумпяк, И. В. Балдин; под общ. ред. Г. П. Тонких и О. В. Кабанцева. – Томск; М. : Печатная ма-нуфактура, 2010. – 144 с.

10. Дегтярёв Г. В. Особенности анализа состояния здания при незавершенном строительстве в сложных гидрогеологических условиях г. Сочи / Г. В. Дегтярёв, О. Г. Дегтярёва, В. Г. Дегтярёв // Политематический сетевой электронный

журнал Кубанского государственного аграрного университета (научный журнал КубГАУ) [Электронный ресурс]. – Краснодар : КубГАУ, 2014. – № 07 (101). – С. 1–25.

К разделу 3

1. Цытович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. –4-е изд., вновь перераб. и доп. – М. : Госстройиздат, 1963. – 636 с.

2. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01–83) / НИИОСП им. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.

3. Плевков В. С. Определение размеров внецентренно нагруженных фундаментов различной геометрической формы в плане : учеб. пособие / В. С. Плевков, А. И. Полищук. – Томск : Изд-во ТПИ им. С. М. Кирова, 1990. – 168 с.

4. Дегтярёв Г. В. Особенности расчета плиты покрытия как несущего основания / Г. В. Дегтярёв, Д. А. Дацьо // Труды Кубанского государственного аграрного университета. – Краснодар : КубГАУ, 2016. – № 5 (62). – С. 157–165.

5. Бартоломей А. А. Механика грунтов : учеб. пособие / А. А. Бартоломей. – М. : АСВ, 2003. – 238 с.

6. Нуждин Л. В., Павлюк К. В. Учет анизотропии грунтов при определении напряжений в основании фундаментов от рядом загруженных площадей / Л. В. Нуждин, К. В. Павлюк // Материалы Всероссийской национальной конференции с международным участием (г. Пермь, 29–31 мая 2017 г.). – Пермь : Изд-во ПНИПУ (научно-электронное издание), 2017. – С. 309–315.

К разделу 4

1. Цытович Н. А. Основания и фундаменты. Краткий курс : учебник для строительных вузов / Н. А. Цытович, В. Г. Березанцев, Б. И. Далматов, М. Ю. Абелев; под ред. Н. А. Цытовича. – М. : Высш. шк., 1970. – 382 с.

2. Болдырев Г. Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах) : учеб. пособие / Г. Г. Болдырев, М. В. Малышев. – 4-е изд., перераб. и доп. – Пенза : ПГУАС, 2009. – 412 с.

3. Пилягин А. В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений : учеб. пособие / А. В. Пилягин. – 3-е изд. перераб. и доп. – М. : Изд-во АСВ, 2017. – 398 с.

4. Ещенко О. Ю. Основания и фундаменты уникальных зданий и сооружений : учеб. пособие / О. Ю. Ещенко, М. Б. Мариничев, М. В. Чумак. – Краснодар : КубГАУ, 2017. – 78 с.

5. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01–84 и СНиП 2.02.01–83) / Ленпромстройпроект Госстроя СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 112 с.

6. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М. : НИИЖБ им. А. А. Гвоздева, 2013. – 121 с.

7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52–101–2003) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М. : ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.

8. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М. : Стройиздат, 1978. – 129 с.

9. Дегтярёв Г. В. Оценка сходимости результатов расчета несущей способности фундаментов теплиц типа 6D / Г. В. Дегтярёв // Труды Кубанского государственного аграрного университета. – Краснодар : КубГАУ, 2015. – № 2 (53). – С. 209–215.

10. Малышев М. В. Расчет осадки фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах / М. В. Малышев, Н. С. Никитина // Научно-технический журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов». – М. : Издательский дом «Экономика, строительство, транспорт», 1982. – № 2 – С. 21–24.

Учебное издание

**Полищук Анатолий Иванович,
Семёнов Иван Владимирович,
Болгов Игорь Васильевич**

**ЭТАПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ
ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ**

Учебное пособие

В авторской редакции
Дизайн обложки – Н. П. Лиханская

Подписано в печать 26.07.2017 г. Формат 60 × 84 ¹/₁₆.

Усл. печ. л. – 13,8. Уч.-изд. л. – 10,8.

Тираж 100 экз. Заказ №

Типография Кубанского государственного
аграрного университета.
350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13