

Министерство науки и высшего образования
Российской Федерации
Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«Пермский национальный исследовательский
политехнический университет»

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

*Утверждено
Редакционно-издательским советом
университета в качестве
учебного пособия*

Издательство
Пермского национального исследовательского
политехнического университета
2021

УДК 624.15
О-751

Рецензенты:

профессор кафедры строительного
производства и геотехники, доктор
технических наук, доцент *В.Г. Оффрихтер*
(Пермский национальный исследовательский
политехнический университет);
кандидат технических наук,
заместитель директора *А.Л. Новодзинский*
(ООО «НПФ «Стройэксперт»»)

О-751 **Основания** и фундаменты : учеб. пособие / А.Б. Пономарев,
А.В. Захаров, Д.Г. Золотозубов, С.В. Калошина, Д.А. Татьянни-
ков. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2021. –
283 с.

ISBN 978-5-398-02558-3

Рассмотрен ряд вопросов, связанных с выполнением курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты»: теоретические основы проектирования фундаментов, порядок проектирования оснований и фундаментов на естественном основании, свайных фундаментов, оформление курсового проекта и его защита. Приведены примеры расчета, справочные и вспомогательные материалы.

Предназначено для студентов ПНИПУ, обучающихся по направлению «Строительство», очной и заочной форм обучения.

СОДЕРЖАНИЕ

Раздел I. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Общие положения	6
1. Напряжения в массиве грунта	7
1.1. Общие положения	7
1.2. Основные модели грунтовой среды	16
1.3. Определение напряжений в грунтовом массиве от действия местной нагрузки на его поверхности (пространственная задача).....	18
1.4. Распределение напряжений в случае плоской задачи.....	25
1.5. Распределение напряжений в грунте от нагрузки, приложенной внутри массива	31
1.6. Распределение напряжений от собственного веса грунта	32
2. Теория предельного напряженного состояния грунта и ее приложения	35
2.1. Общие положения	35
2.2. Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки.....	35
2.3. Основные положения теории предельного равновесия	40
2.4. Критические нагрузки на грунт	43
3. Деформации грунтов и прогноз осадок оснований.....	48
3.1. Основные исходные положения	48
3.2. Деформации оснований	52
3.3. Методы определения деформаций.....	53

Раздел II. МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1. Цель и задачи проекта.....	74
2. Порядок выполнения курсового проекта	75
3. Состав курсового проекта.....	76
4. Исходные данные для курсового проектирования.....	79
5. Краткая характеристика объекта.....	80
6. Анализ инженерно-геологических и гидрологических условий площадки.....	81
6.1. Построение инженерно-геологического разреза.....	81
6.2. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов.....	82
6.3. Определение глубины сезонного промерзания грунтов.....	89
6.4. Выбор типа фундамента и основания.....	91
7. Определение нагрузок, действующих на фундаменты сооружений	101
8. Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании	110
8.1. Выбор глубины заложения фундаментов	110
8.2. Расчет оснований по деформациям (вторая группа предельных состояний).....	117
8.3. Предварительное назначение размеров подошвы фундамента.....	119
8.4. Определение расчетного сопротивления грунта основания	121
8.5. Проверка допустимости напряжений у края подошвы.....	122
8.6. Определение осадки	126
8.7. Проверка прочности подстилающего слоя	131
8.8. Расчет оснований по несущей способности (первая группа предельных состояний)	155

8.9. Оформление графического листа по результатам расчета ФМЗ.....	155
9. Проектирование свайных фундаментов	158
9.1. Расчет свайных фундаментов по несущей способности.....	159
9.1.1. Определение несущей способности одиночной сваи по грунту	161
9.1.2. Определение расчетной нагрузки на сваю.....	165
9.1.3. Определение требуемого количества свай в составе фундамента.....	165
9.1.4. Проверка расчетной нагрузки, действующей на сваи в составе фундамента	168
9.2. Расчет свайных фундаментов по деформациям	182
9.2.1. Расчет осадки свайного фундамента с использованием модели сдвига околосвайного грунта	183
9.3. Выбор оборудования для погружения свай	199
9.4. Определение проектного отказа свай.....	201
9.5. Оформление графического листа по результатам расчета свайного фундамента.....	202
10. Защита курсового проекта	205
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	206
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Графические материалы	210
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Задания на курсовое проектирование	240
ПРИЛОЖЕНИЕ В. Номенклатура сборных и монолитных конструкций фундаментов	271

Раздел I. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Общие положения

Строительство и проектирование любого здания или сооружения начинается с подготовки грунтов основания и устройства фундаментов. В классической инженерной науке приняты следующие определения:

- основанием зданий и сооружений называется массив грунта, находящийся ниже подошвы их фундаментов и воспринимающий нагрузку от фундаментов и надземных конструкций;
- фундамент – часть здания/сооружения, которая служит для передачи нагрузки от сооружения на основание.

Стоимость оснований и фундаментов доходит до 15 % от общей стоимости строительства, а для ряда уникальных зданий и сооружений может доходить до 40 %. От правильно выбранного типа основания и конструкции фундамента, а также от качественного их устройства зависит безопасность зданий и сооружений. Поэтому проектирование оснований и фундаментов представляет собой крайне важную и сложную инженерную задачу.

Основными принципами проектирования оснований являются:

1. Проектирование оснований по предельным состояниям.
2. Учет совместной работы основания, фундаментов и надземных несущих конструкций.
3. Комплексная оценка характера работы грунтов основания и выбора типа фундаментов в результате совместного рассмотрения: а) инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства; б) чувствительности конструкций сооружений к неравномерным осадкам; в) способа выполнения земляных работ по устройству фундаментов, коммуникаций и подземных частей сооружений (строящихся и соседних) [1].

Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений выполняют в соответствии с основными нормативно-техническими документами – актуализированными редакциями СНиП – СП. Кроме того, часто учитывают требования региональных норм, технических указаний и инструкций, разработанных для региональных инженерно-геологических условий.

Основные идеи проектирования фундаментов, которые отражены в существующей нормативно-технической литературе, базируются на классических технических науках: инженерная геология, сопротивление материалов, теория упругости, строительная механика, механика грунтов, строительные конструкции, технология и организация строительства, экономика. В рамках данного пособия предлагается подробнее остановиться на основной из этих дисциплин – механике грунтов.

1. Напряжения в массиве грунта

1.1. Общие положения

Вопросы определения напряжений в массиве грунта имеют важное значение для оценки прочности и устойчивости грунтов основания, расчета деформации грунтов активной зоны. Кроме того, для расчета конструкций фундаментов зданий и сооружений нужно знать реактивные напряжения, возникающие в контакте фундамента и основания.

Распределение напряжений в грунтовом массиве зависит от многих факторов: инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки, физико-механических свойств грунтов, характера и режима нагружения фундамента, его размеров, формы, жесткости, глубины заложения, времени действия нагрузки и др.

В механике грунтов рассматривают действие сосредоточенной силы, равномерно распределенной или любым образом распределенной нагрузки, приложенной на малой площади к

деформируемому полупространству, то есть рассматривают бесконечно распространенный массив грунта, ограниченный сверху горизонтальной плоскостью, к которой приложена внешняя нагрузка (рис. 1.1).

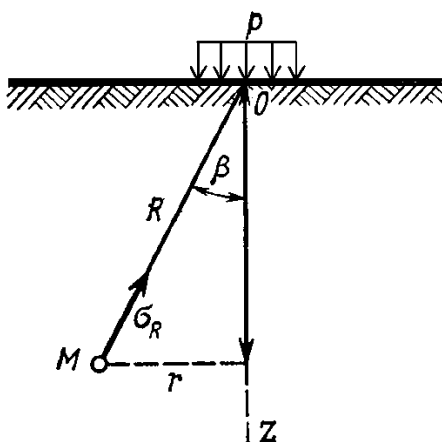


Рис. 1.1. Схема действия внешней нагрузки на безграничное деформируемое полупространство (σ_R – радиальные напряжения в отдельных точках)

Для расчета оснований необходимо знать, как распределяются напряжения в массиве грунта. Очевидно, при действии на поверхности местной нагрузки давление от нее передается от одной частицы грунта к другой через контакты между частицами. При этом по мере отдаления от места приложения нагрузки число контактов увеличивается, в работу вовлекается все большее количество частиц, а величина усилий, действующих на отдельные частицы, уменьшается. Происходит рассеивание напряжений q_i , действующих между отдельными частицами грунта (рис. 1.2).

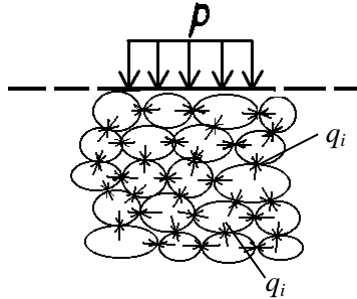


Рис. 1.2. Рассеивание напряжений
в массиве грунта q_i

Направление усилий, действующих между частицами, зависит от взаиморасположения частиц, нормальных сил к их поверхностям и может не совпадать с направлением основной силы. Состояние равновесия грунтового массива характеризуется двумя основными условиями статики:

$$\sum d\sigma_z = 0, \quad \sum d\sigma_y = 0, \quad (1.1)$$

где $d\sigma_z$, $d\sigma_y$ – соответственно элементарные вертикальные и горизонтальные составляющие напряжений между частицами.

При изучении вопроса о напряженном состоянии грунта последний рассматривают как сплошную среду, без учета промежутков между частицами. За величину напряжений в грунте принимают суммарную величину реальных сил, отнесенных к единице площади сечения грунтового массива.

Нормальные напряжения, действующие на площадках, перпендикулярных радиусам, называют радиальными напряжениями. Для определения величины напряжений в любой точке грунтового полупространства обычно пользуются математической теорией упругости, то есть рассматривают распределение напряжений в бесконечном, однородном, изотропном, линейно-

деформируемом полупространстве, находящемся под действием внешней нагрузки (закон Гука).

Для того чтобы признать возможность приложения теории упругости к расчету грунтовых оснований, необходимо рассмотреть действительную работу грунта под нагрузкой.

О деформациях в грунте

Величина деформаций и ход их развития зависят от рода грунта, величины нагрузки и размеров загруженной площади. Н.М. Герсеванов установил три последовательно протекающие фазы деформаций, представленные графически на рис. 1.3:

1-я фаза – уплотнение грунта, характеризующее с достаточной степенью точности линейной зависимостью между напряжениями и деформациями;

2-я фаза – возникновение сдвигов, выраженное криволинейной зависимостью между P и s ;

3-я фаза – выпирание грунта, сопровождающееся резким погружением штампа в грунт и представляющее собой разрушение основания.

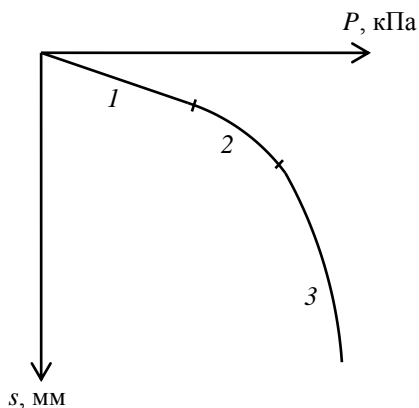


Рис. 1.3. Фазы деформации грунта: 1 – фаза уплотнения; 2 – фаза сдвигов; 3 – фаза выпирания

Деформация грунтового массива – процесс, слагающийся из уплотнения грунта за счет уменьшения пористости, пластических сдвигов, за счет взаимного смещения частиц в отдельных точках грунта, деформаций самих частиц вместе с водными пленками, выдавливания через поры грунта воды и воздуха.

Возможно выделить следующие виды перемещений, происходящих в грунте:

- 1) смещение частиц и их агрегатов в сторону заполнения пор;
- 2) выдавливание воды и воздуха из пор;
- 3) частичная поломка частиц и связей между ними, сопровождающаяся возникновением новых контактов;
- 4) пружинистые деформации частиц пластинчатой, чешуйчатой, игольчатой формы;
- 5) сжатие защемленных пузырьков газа, заключенных в закрытых порах грунта;
- 6) расплющивание гидратных оболочек пленок связной воды вокруг грунтовых частиц.

Нетрудно заметить, что первые три вида перемещений относятся к невосстанавливаемым деформациям (остаточным), а три последние – к восстанавливаемым (упругим). Наибольшая доля в деформациях песчаных грунтов принадлежит невосстанавливаемым перемещениям, а для глинистых грунтов, сложенных упругими частицами, содержащих гидратные пленки и защемленный воздух, характерны восстанавливаемые перемещения.

Длительность каждого вида перемещений также различна. Например, отжатие пленочной влаги может протекать десятилетиями, а выделение свободной воды происходит относительно быстро. Наиболее длительное развитие деформаций свойственно водонасыщенным глинистым грунтам, и оно тем более длительное, чем выше их дисперсность.

Повторные приложения нагрузки вызывают дополнительные деформации грунта за счет более полного развития смещений частиц и их выхода из первоначально создавшегося неустойчивого положения (например, заклинивания).

В связи с тем что грунт не представляет собой идеально упругое тело, кривые разгрузки образцов не совпадают с кривыми нагрузки, а при многократном циклическом воздействии нагрузки одной и той же величины образуются петли гистерезиса (рис. 1.4). Полная деформация от 1-го цикла нагрузки, как это видно на рис. 1.4, складывается из упругой и остаточной деформации:

$$s_1 = s_1^{\text{упр}} + s_1^{\text{ост}} . \quad (1.2)$$

Деформации последующих циклов сложены аналогичными составляющими, но каждая из этих составляющих меньше предыдущей:

$$s_n < s_{n-1}, \quad s_n^{\text{упр}} < s_{n-1}^{\text{упр}}, \quad s_n^{\text{ост}} < s_{n-1}^{\text{ост}} .$$

С каждым последующим циклом доля остаточных деформаций становится все меньше и, наконец, наступает момент, когда вся деформация становится только упругой. Следовательно, после многократного приложения нагрузки грунт приобретает свойства упругого тела.

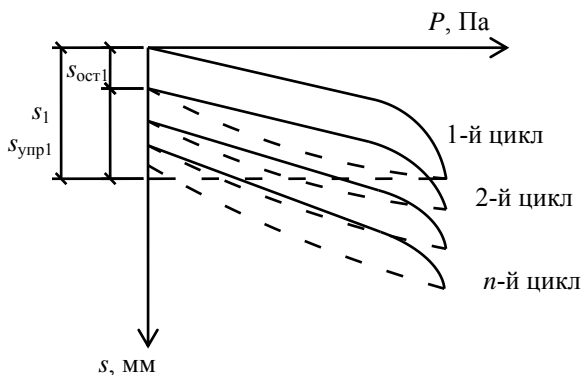


Рис. 1.4. Деформации грунта при многократном приложении нагрузки (— нагрузка; ---- разгрузка)

Общая величина деформации от циклической нагрузки может быть значительно больше деформации от статической нагрузки той же величины.

Влияние бокового сдвига при действии внешней нагрузки на грунт начинает сказываться со 2-й фазы деформации. Начальные ступени нагружения вызывают в основном вертикальные перемещения частиц, то есть деформацию сжатия. Последующие ступени нагрузки приводят к сдвигу частиц, то есть их взаимному перемещению, вызывающему разрыхление грунта в связи с переходом частиц в менее устойчивое положение. На рис. 1.5 изображен график зависимости осадки от давления и выделены доли влияния деформаций сжатия и сдвига.

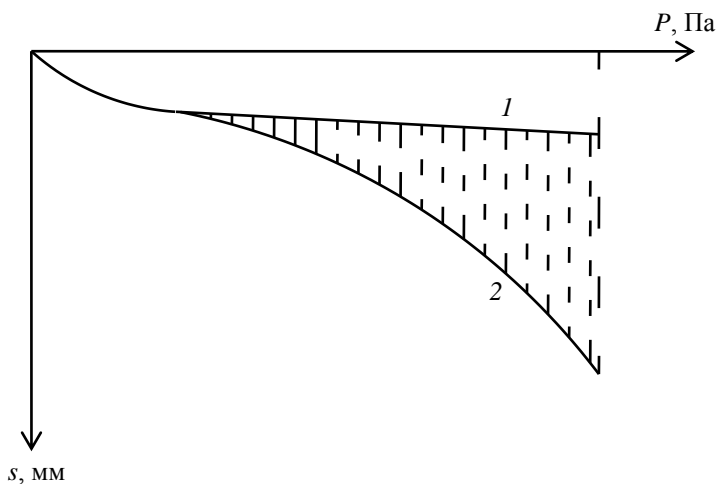


Рис. 1.5. Доля сжатия и сдвига в общей величине деформации грунта: 1 – деформация грунта без возможности бокового расширения; 2 – при возможности бокового расширения

Модуль деформации грунтов. В механике грунтов используются показателем, характеризующим зависимость между давлением и полной деформацией (упругой и остаточной), – модуль

лем деформации E , в отличие от модуля нормальной упругости $E_{\text{упр}}$, выражающего зависимость между давлением и упругой деформацией. Модуль нормальной упругости

$$E_{\text{упр}} = \frac{Ph}{s_{\text{упр}}}, \quad (1.3)$$

где $s_{\text{упр}}$ – упругая деформация; h – мощность деформируемого слоя.

Модуль деформации

$$E = \frac{Ph}{s},$$

где s – полная деформация.

Модуль деформации по сравнению с модулем нормальной упругости имеет следующие отличия:

1. В связи с нелинейностью деформаций данное значение модуля деформации оказывается справедливым лишь при малых интервалах изменения нагрузки.

2. Модуль деформации характеризует зависимость между давлением и деформациями только по ветви загрузки; для ветви разгрузки он неприменим.

3. Модуль деформации – величина переменная, изменяющаяся в зависимости от времени действия нагрузки, степени уплотнения грунта, площади и формы штампа, глубины расположения штампа относительно поверхности грунта.

Последняя из указанных особенностей свойственна не только модулю деформации, но и модулю упругости грунтов, характеризующему восстановление упругой деформации грунта при снятии внешней нагрузки.

Очевидно, величина модуля упругости грунтов, характеризующая зависимость между давлением и только упругой состав-

ляющей деформаций, всегда будет больше, чем модуль деформации того же грунта.

Модуль деформации, следовательно, представляет собой обобщенную характеристику грунта, отражающую как упругие, так и пластические деформации. В противоположность модулю нормальной упругости линейно-деформируемых тел величина модуля деформации меняется в процессе воздействия нагрузки на грунт:

$$E_t = \frac{Ph}{s_t}, \quad (1.4)$$

где E_t – модуль деформации грунта в период действия нагрузки t ; s_t – деформация, успевающая развиться за тот же период времени t .

Из рассмотренных особенностей деформаций грунтов становится очевидной условность применения к грунтам теории упругости. Однако, несмотря на то что свойство упругих тел восстанавливать свою форму при удалении внешнего воздействия не присуще грунтам, решения теории упругости применяются для определения напряжений в грунтовом массиве и при оценке его устойчивости.

Поскольку удельное давление на грунт от сооружений сравнительно невелико, то средней плотности грунты в основании сооружений с достаточной степенью точности подчиняются законам линейно-деформируемых тел. При возведении сооружений нас всегда интересует величина осадки, а не ее восстановление после снятия нагрузки, поэтому частичная необратимость деформаций грунта также не может служить препятствием к применению теории упругости для расчета оснований в небольших интервалах нагрузок.

Обязательными условиями при пользовании теорией упругости для расчета грунтов следует считать:

1. Использование модуля деформации как коэффициента пропорциональности между нагрузкой и деформацией при воз-

растании нагрузки в узком интервале вместо модуля нормальной упругости.

2. Рассмотрение напряженного состояния грунта после окончания развития деформаций от внешней нагрузки.

Следовательно, пользуясь теорией упругости, мы будем рассматривать грунты как линейно-деформируемые тела, процесс сжатия которых от действия внешней нагрузки уже закончился.

В настоящее время в механике грунтов используются различные модели грунтовой среды для оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) активной зоны и определения давления по подошве фундаментов.

1.2. Основные модели грунтовой среды

Модель местных упругих деформаций. Предпосылки этой модели были сформулированы русским академиком Н.И. Фуссом в 1798 г., а сама модель для расчета железнодорожных шпал была разработана Е. Винклером в 1867 г. Согласно модели Винклера реактивное напряжение в каждой точке поверхности контакта прямо пропорционально осадке поверхности основания в той же точке (рис. 1.6):

$$p = c_z \cdot z, \quad (1.5)$$

где p – удельное давление, Па; c_z – коэффициент упругости основания, часто называемый коэффициентом постели, Н/м^3 ; z – вертикальные упругие перемещения – местная упругая осадка, м.

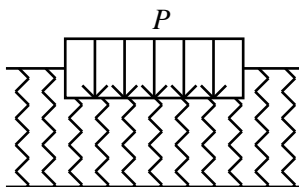


Рис. 1.6. Модель местных упругих деформаций

Практика строительства и эксплуатации зданий и сооружений показала ограниченность применения модели Винклера. Недостатком модели является и зависимость основной расчетной величины – коэффициента постели – от величины и формы площади загрузки.

Модель упругого полупространства. Эта модель была предложена и развита в трудах Г.Э. Проктора, Н.П. Пузыревского, Н.М. Герсеванова, М.И. Горбунова-Посадова, Б.Н. Жемочкина, И.А. Символиди и др. В отличие от предыдущей модели в этом случае поверхность грунта оседает как в пределах площади загрузки, так и за ее пределами. Грунт рассматривается как линейно-деформируемая среда. Модуль упругости заменяется понятием «модуль деформации».

Модель линейно-деформируемого слоя ограниченной толщины. Развитие теории расчета конструкций на слое ограниченной толщины принадлежит С.С. Давыдову, К.Е. Егорову, О.Я. Шехтер и др. В основе модели лежит предположение о том, что с фундаментом взаимодействует определенная толщина грунтового массива, ниже которой находится недеформируемая область, жесткость которой может быть принята бесконечно большой. В этом случае есть возможность полнее учесть деформационные параметры основания.

Возведение тяжелых сооружений, передающих на основание значительные силовые воздействия, строительство на слабых, сильносжимаемых грунтах, в сложных инженерно-геологических условиях заставило перейти к более сложным моделям основания, учитывающим нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями. В этом направлении следует отметить труды Г.М. Ломизе, Б.И. Дидука, Ю.К. Зарецкого, А.Л. Крыжановского, В.А. Иоселевича, А.К. Бугрова, З.Г. Тер-Мартirosяна, В.И. Соломина, Л.А. Бартоломея и др.

Практика расчетов показывает, что модель местных упругих деформаций дает хорошую сходимость с действительными осадками при возведении фундаментов на сильнодеформируе-

мых и среднедеформируемых грунтах при модуле деформации менее 50 МПа, модель упругого полупространства применима при наличии в основании плотных грунтов и не слишком больших площадей фундаментов. Для сооружений с площадью опирания в десятки квадратных метров хорошую сходимость с действительными осадками дает модель упругого слоя ограниченной мощности.

1.3. Определение напряжений в грунтовом массиве от действия местной нагрузки на его поверхности (пространственная задача)

Пространственная задача. Теория распределения в грунтовом пространстве напряжений, возникающих от действия сосредоточенной силы, представляет собой исходную теорию для расчета грунтовых оснований, нагруженных более сложными реальными нагрузками, распределенными на площади основания по разным закономерностям. Поэтому вначале мы рассматриваем приложение сосредоточенной силы к поверхности линейно-деформируемого однородного изотропного полупространства (рис. 1.7). Величина напряжений в любой точке полупространства была найдена французским ученым Буссинеском в 1885 г.

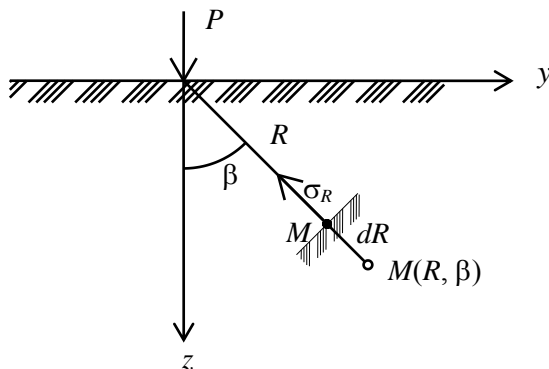


Рис.1.7. Схема деформации точки M в нагруженном полупространстве

$$\sigma_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{\cos \beta}{R^2}, \quad (1.6)$$

где R и β – полярные координаты точки M , P – внешняя сосредоточенная сила.

Пользуясь полученным выражением, можно найти напряжение в любой точке линейно-деформируемого массива, нагруженного с поверхности сосредоточенной силой P .

На практике пользоваться радиальными напряжениями неудобно, так как направление их в разных точках массива различно. Поэтому радиальное напряжение выражают через составляющие по площадкам, нормальным к осям координат x , y , z , при расположении координатной системы, как показано на рис. 1.8.

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}, \quad \tau_{zy} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{R^5}, \quad \tau_{zx} = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{R^5}. \quad (1.7)$$

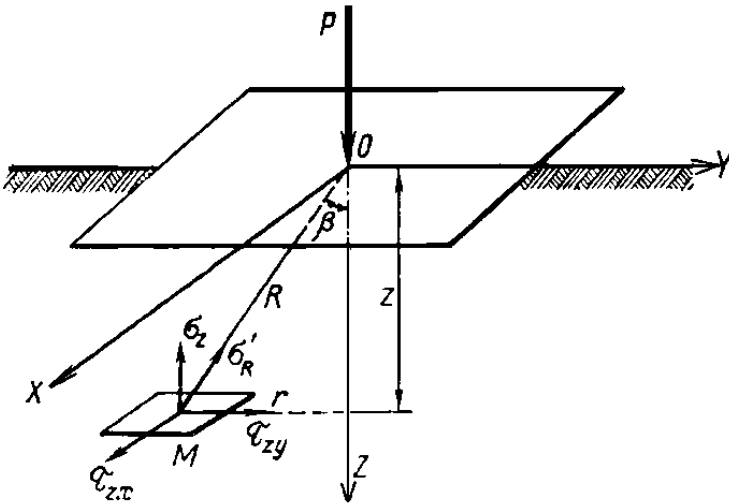


Рис. 1.8. Отнесение радиального напряжения к горизонтальной площадке

Составляющие напряжения для площадок, перпендикулярных осям x и y , имеют несколько более сложный вид и зависят от величины коэффициента бокового расширения ν_0 и модуля деформации E .

Наибольшее практическое значение имеют напряжения, действующие на площадке, параллельной ограничивающей плоскости, особенно нормальная составляющая σ_z , вызывающая уплотнение грунта. Учитывая, что полярные координаты β и R можно выразить через прямоугольные координаты x , y , z , уравнение для σ_z может быть приведено к виду

$$\sigma_z = k \frac{P}{z^2}, \quad (1.8)$$

где k – коэффициент, зависящий от положения рассматриваемой точки в пространстве,

$$k = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}, \quad (1.9)$$

где r – расстояние рассматриваемой точки от вертикальной оси приложения нагрузки. Значения k табулированы в зависимости от отношений r/z .

Если на поверхности массива действует несколько сосредоточенных сил P_1 , P_2 , P_3 (рис. 1.9), то сжимающее напряжение в любой точке массива можно найти простым суммированием

$$\sigma_z = k_1 \cdot \frac{P_1}{z^2} + k_2 \cdot \frac{P_2}{z^2} + k_3 \cdot \frac{P_3}{z^2}, \quad (1.10)$$

где значения коэффициента k_i табулированы в зависимости от соотношений r_i/z .

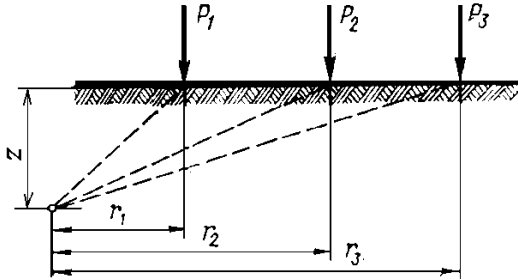


Рис. 1.9. Схема действия нескольких сосредоточенных сил

Если на поверхности массива приложена местная равномерно распределенная нагрузка на площади ограниченных размеров, то напряжения в любой точке массива могут быть найдены по принципу независимости действия сил как сумма напряжений, возникающих от сосредоточенных нагрузок, заменяющих действие равномерно распределенной нагрузки на элементарных площадках и приложенных в центре тяжести последних (рис. 1.10).

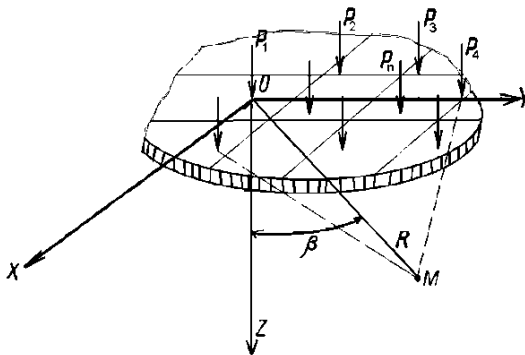


Рис. 1.10. Схема замены действия равномерно распределенной нагрузки элементарными сосредоточенными силами

Определив величину σ_{zi} от нагрузки каждой площадки, на которые разбита загруженная площадь, и произведя суммирова-

ние этих напряжений, найдем напряжение σ_z от действия распределенной нагрузки:

$$\sigma_z = \sum \frac{k_i \cdot P_i}{z^2}. \quad (1.11)$$

Этот приближенный метод может быть заменен точным интегрированием по всей площади напряжений от нагрузки на бесконечно малый элемент загруженной площади.

Точные решения этой задачи имеют очень сложный вид. В настоящее время получены формулы для определения напряжений под центром загруженного прямоугольника

$$\sigma_{z0} = k_0 P \quad (1.12)$$

и для площадок под углом загруженного прямоугольника

$$\sigma_{zc} = k_c P, \quad (1.13)$$

где k_0 и k_c – табличные коэффициенты, табулированные в зависимости от отношения сторон прямоугольной площадки загрузки $\alpha = l/b$ и относительной глубины рассматриваемой точки

$\beta = \frac{2z}{b}$ (l – длина прямоугольника, b – ширина). Для угловой

точки $\beta = \frac{z}{b}$

$$k_0 = f\left(\frac{2 \cdot z}{b}; \frac{l}{b}\right), \quad (1.14)$$

$$k_c = \frac{1}{4} f'\left(\frac{z}{b}; \frac{l}{b}\right). \quad (1.15)$$

Определение сжимающих напряжений по методу угловых точек. Если известно угловое сжимающее напряжение, то по нему легко определяются и сжимающие напряжения для любой точки полупространства, загруженного равномерно распределенной нагрузкой, приложенной по прямоугольной площади. Для этого используется метод угловых точек. Здесь могут встретиться следующие три случая:

1) Точка M находится на контуре прямоугольника, и величина σ_z определяется как сумма двух угловых напряжений для нагруженных прямоугольников I и II (рис. 1.11, а):

$$\sigma_z = (k_c^I + k_c^{II}) \cdot P. \quad (1.16)$$

2) Точка M находится внутри прямоугольника, и величина σ_z определяется как сумма четырех угловых напряжений прямоугольников I, II, III и IV (рис. 1.11, б):

$$\sigma_z = (k_c^I + k_c^{II} + k_c^{III} + k_c^{IV}) \cdot P. \quad (1.17)$$

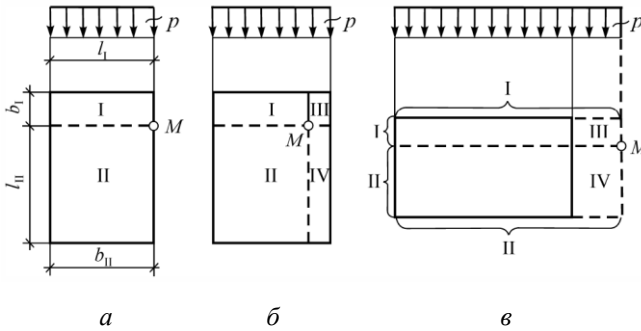


Рис. 1.11. Схема разбивки нагруженной площади при определении сжимающих напряжений по методу угловых точек

3) Точка M расположена вне прямоугольника, и величина σ_z определяется как сумма угловых напряжений прямоугольников III и IV, взятых со знаком «минус», и угловых напряжений I и II со знаком «плюс» (рис. 1.11, в); для этого последнего случая напряжения для всех горизонтальных площадок по вертикали, проходящей через точку M , будут равны

$$\sigma_z = (k_c^I + k_c^{II} - k_c^{III} - k_c^{IV}) \cdot P, \quad (1.18)$$

где P – интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки; k_c^I , k_c^{II} , k_c^{III} , k_c^{IV} – угловые коэффициенты, определя-

емые по таблице в зависимости от отношений $\alpha = \frac{l}{b}$ и $\beta = \frac{z}{b}$ для каждого рассматриваемого прямоугольника.

Метод угловых точек широко используется для определения взаимного влияния смежных фундаментов на деформацию их оснований.

Влияние формы и площади загрузки. Расчеты показывают, что при одинаковых удельных нагрузках напряжения при большей площади загрузки затухают медленнее и распространяются на большую глубину.

На рис. 1.12 показано влияние формы и размеров загруженной площади на распределение сжимающих напряжений по глубине.

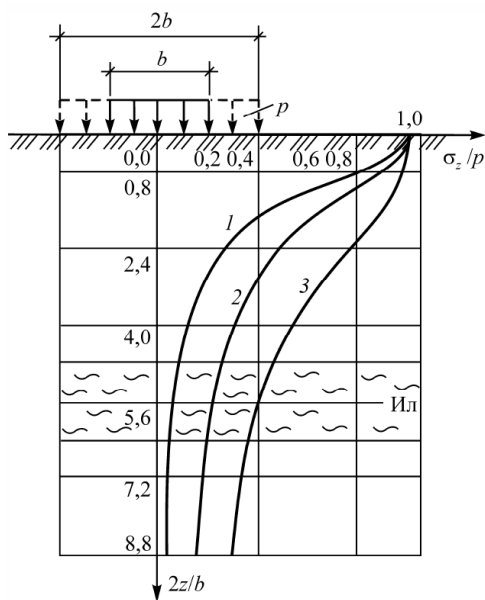


Рис. 1.12. Характер распределения напряжений σ_z по оси фундамента в зависимости от формы и площади подошвы: 1 – для квадратного фундамента; 2 – для ленточного фундамента шириной $b = 1$ м; 3 – для ленточного фундамента шириной $b = 2$ м

Как видно из приведенных эпюр, при одном и том же внешнем давлении на поверхности напряжения с глубиной сильно отличаются друг от друга, так как они зависят от формы и площади загрузки.

1.4. Распределение напряжений в случае плоской задачи

Этот случай соответствует напряженному состоянию под стеновыми фундаментами, подпорными стенками, насыпями и другими сооружениями, длина которых значительно превосходит их поперечные размеры: $\frac{l}{b} \geq 10$ (l и b – длина и ширина фундамента) (рис. 1.13).

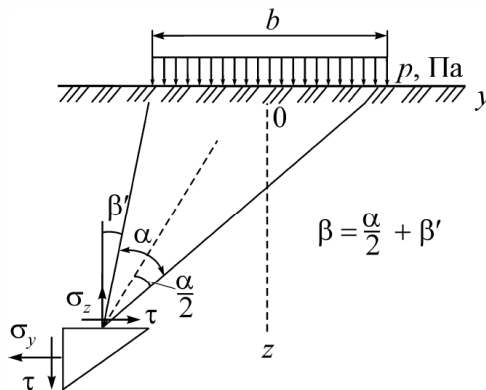


Рис. 1.13. Схема действия сил в условиях плоской задачи

При этом распределение напряжений под любой частью сооружения, выделенной двумя параллельными сечениями, перпендикулярными оси сооружения, характеризует напряженное состояние под всем сооружением и не зависит от координат, перпендикулярных к направлению загруженной плоскости.

Рассмотрим действие погонной нагрузки в виде непрерывного ряда сосредоточенных сил P , каждая из которых приходится на единицу длины. В этом случае составляющие напряжений в любой точке M с координатами R и β могут быть найдены по аналогии с пространственной задачей:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{P}{\pi} \cdot (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos 2\beta), \\ \sigma_y &= \frac{P}{\pi} \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos 2\beta) \\ \tau &= \frac{P}{\pi} \cdot (\sin \alpha \cdot \sin 2\beta). \end{aligned} \right\} \quad (1.19)$$

Если соотношения геометрических характеристик рассматриваемых точек z , y , b представить в виде коэффициентов влияния K , то формулы для напряжений можно записать так:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= K_z \cdot P, \\ \sigma_y &= K_y \cdot P, \\ \tau &= K_{yz} \cdot P. \end{aligned} \right\} \quad (1.20)$$

Значения коэффициентов влияния K_z , K_y , K_{yz} табулированы в зависимости от относительных координат z/b , y/b .

Важное свойство плоской задачи в том, что составляющие напряжений τ и σ_y в рассматриваемой плоскости z_{0y} не зависят от коэффициента поперечного расширения ν_0 , как в случае пространственной задачи.

Задача может быть решена и для случая погонной нагрузки, любым образом распределенной по полосе шириной b . При этом элементарную нагрузку dP рассматривают как сосредоточенную силу (рис. 1.14).

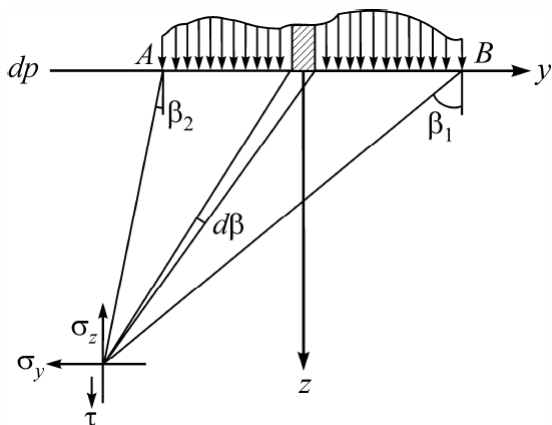


Рис. 1.14. Произвольное распределение нагрузки по ширине полосы b

Если нагрузка распространяется от точки $A(\beta = \beta_2)$ до точки $B(\beta = \beta_1)$, то, суммируя напряжения от ее отдельных элементов, получим выражения для напряжений в любой точке массива от действия сплошной полосообразной нагрузки.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= -\frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} P_y \cdot \cos^2 \beta d\beta, \\ \sigma_y &= -\frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} P_y \cdot \sin^2 \beta d\beta, \\ \tau &= -\frac{2}{\pi} \cdot \int_{\beta_2}^{\beta_1} P_y \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta d\beta. \end{aligned} \right\} \quad (1.21)$$

Равномерно распределенная нагрузка. При равномерно распределенной нагрузке интегрируют вышеприведенные выражения при $P_y = P = const$. В этом случае главными направлениями, то есть направлениями, в которых действуют наибольшие и наименьшие нормальные напряжения, будут направления, расположенные по биссектрисе «углов видимости» и им пер-

пендикулярные (рис. 1.15). Углом видимости α называют угол, образованный прямыми, соединяющими рассматриваемую точку M с краями полосной нагрузки.

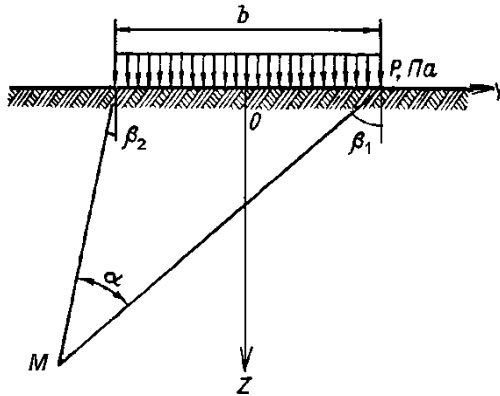


Рис. 1.15. Равномерно распределенная полосообразная нагрузка

Значения главных напряжений получим из выражений (1.19), полагая в них $\beta = 0$:

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi}(\alpha + \sin \alpha), \quad \sigma_2 = \frac{P}{\pi}(\alpha - \sin \alpha). \quad (1.22)$$

Эти формулы часто используют при оценке напряженного состояния (особенно предельного) в основаниях сооружений.

По формулам (1.20) можно определить σ_z , σ_y и τ_{yz} во всех точках сечения, перпендикулярного продольной оси нагрузки. Если соединить точки с одинаковыми значениями каждой из этих величин, то получим линии равных напряжений. На рис. 1.16 изображены линии одинаковых вертикальных напряжений σ_z , называемые изобарами, горизонтальных напря-

жений σ_y , называемые распорами, и касательных напряжений τ_{zx} , называемые сдвигами.

Кривые показывают, что влияние сжимающих напряжений σ_z с интенсивностью $0,1$ внешней нагрузки P сказывается на глубине около $6b$, тогда как горизонтальные напряжения σ_y и касательные τ распространяются при той же интенсивности $0,1P$ на значительно меньшую глубину $(1,5 - 2,0)b$. Аналогичные очертания будут иметь криволинейные поверхности равных напряжений для случая пространственной задачи.

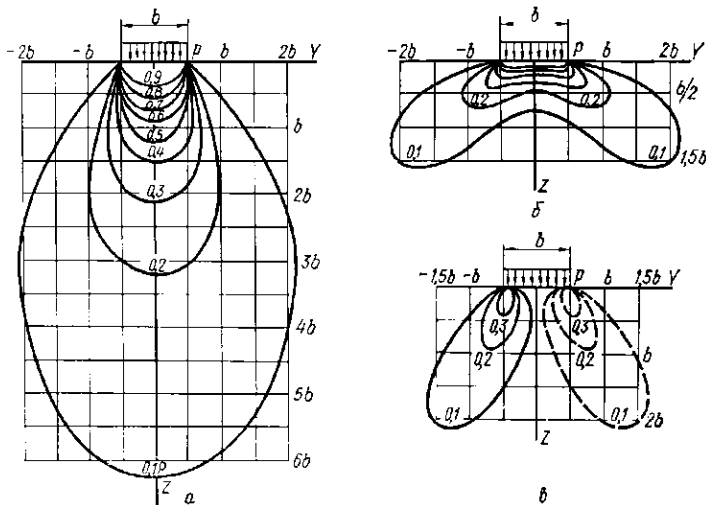


Рис. 1.16. Линии равных напряжений в линейно деформируемом массиве: a – для σ_z (изобары); b – для σ_y (распор); c – для τ (сдвига)

Влияние ширины загруженной полосы сказывается на глубине распространения напряжений. Например, для фундамента шириной 1 м, передающего на основание нагрузку интенсивностью P , напряжение $0,1P$ будет на глубине 6 м от подошвы, а для фундамента шириной 2 м, при той же интенсивности нагрузки, – на глубине 12 м (рис. 1.17). При наличии в подсти-

лающих слоях более слабых грунтов это может существенно повлиять на деформацию сооружения.

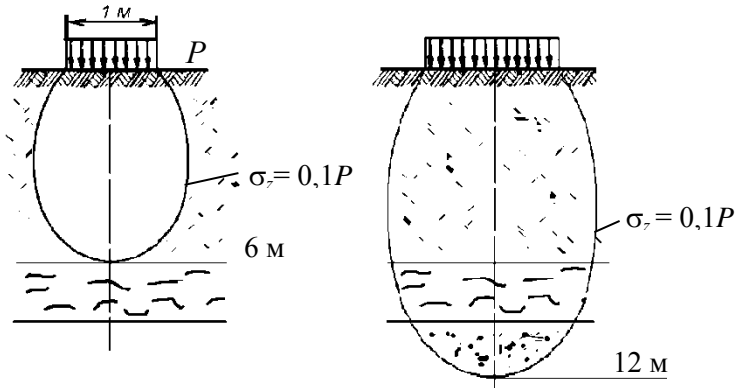


Рис. 1.17. Влияние размеров загруженной площади на распределение σ_z

На рис. 1.18 показаны эпюры сжимающих напряжений σ_z по вертикальным и горизонтальным сечениям массива грунта.

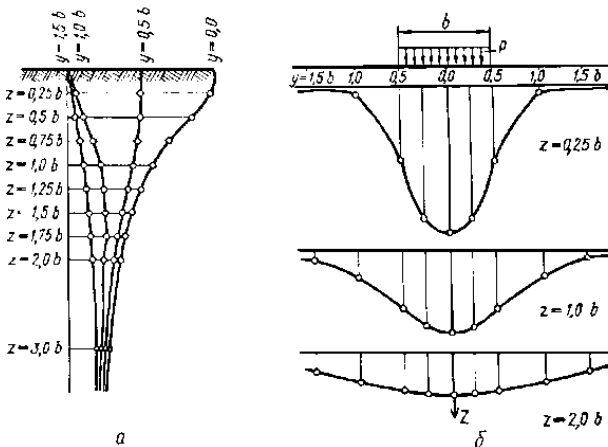


Рис. 1.18. Эпюры распределения сжимающих напряжений σ_z по вертикальным (а) и горизонтальным (б) сечениям массива грунта

Треугольная нагрузка. На практике часто встречаются случаи распределения нагрузки по треугольнику. В этом случае вертикальные напряжения определяются по формуле

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{2y}{b} \alpha - \sin \beta' \right), \quad (1.23)$$

где α и β' – соответственно углы видимости и наклона линии к вертикали (рис. 1.19).

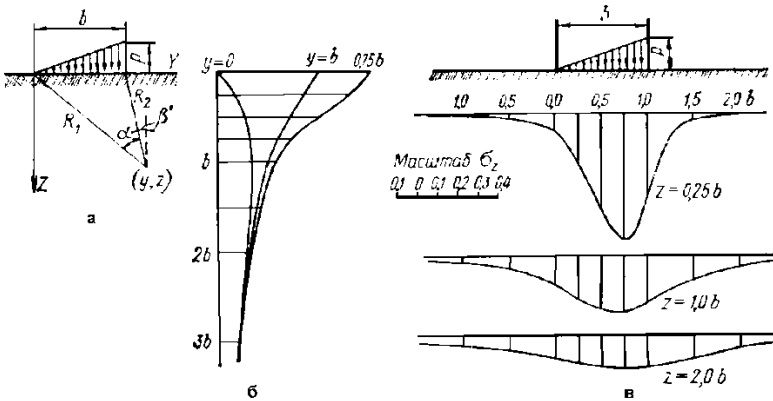


Рис. 1.19. Эпюры распределения сжимающих напряжений по вертикальным сечениям массива грунта при действии треугольной нагрузки

1.5. Распределение напряжений в грунте от нагрузки, приложенной внутри массива

Нагрузка от свайных фундаментов действует внутри массива. При расчете полных осадок и осадок во времени, учете взаимного влияния фундаментов, оценке прочности грунтов, проверке напряжений в слое грунта, более слабом по несущей способности, чем вышележащие слои, необходимо знать и учитывать распределение напряжений в массиве под свайными

фундаментами и на различном расстоянии от него во всей активной зоне.

При решении пространственной задачи для кустов свай можно использовать формулу Р. Миндлина (1936), а при решении плоской задачи для определения напряжений в активной зоне ленточных свайных фундаментов – формулу Е. Мелана (1932) для вертикальных сжимающих напряжений от ряда сосредоточенных сил P , приложенных на глубине h .

Для практических расчетов формула для определения напряжений в активной зоне кустов свай приведена к виду

$$\sigma_z = \frac{P}{l^2} \bar{\sigma}_0, \quad (1.24)$$

где P – нагрузка на свайный фундамент; l – длина свай; $\bar{\sigma}_0$ – безразмерный коэффициент, табулированный в зависимости от коэффициента Пуассона, отношения сторон фундамента, относительной глубины рассматриваемой точки и расстояния рассматриваемой точки от оси, а для внецентренно загруженных фундаментов и с учетом эксцентриситета приложения нагрузки.

Для ленточных свайных фундаментов формула для определения напряжений в активной зоне имеет вид

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi l} \sigma_0, \quad (1.25)$$

где σ_0 – безразмерный коэффициент, принимаемый по таблицам в зависимости от характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай, приведенной ширины свайного фундамента, коэффициента бокового расширения грунта.

1.6. Распределение напряжений от собственного веса грунта

Напряжение от собственного веса грунта для однородных грунтов возрастает по линейному закону и на глубине z от поверхности определяется по формуле

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma(z) dz, \quad \sigma_x = \sigma_y = \xi_0 \cdot \sigma_z, \quad (1.26)$$

где γ – плотность грунта; ξ_0 – коэффициент бокового давления грунта, равный $\frac{\nu_0}{1-\nu_0}$ (ν_0 – коэффициент Пуассона).

При постоянном весе грунта $\sigma_z = \gamma z$.

При неоднородном напластовании с горизонтальным залеганием пластов эта эпюра имеет вид ломаной линии. Наличие уровня грунтовых вод также существенно влияет на вид эпюр напряжений от собственного веса. В данном случае необходимо учитывать взвешивающее действие воды (рис. 1.20).

$$\sigma'_z = \gamma' \cdot z,$$

где γ' – вес грунта с учетом взвешивающего действия воды,

$$\gamma' = \frac{\gamma - \gamma_w}{1 + e}, \quad (1.27)$$

здесь γ_w – удельный вес воды; e – коэффициент пористости, тогда

$$\sigma'_z = \frac{\gamma - \gamma_w}{1 + e} \cdot z. \quad (1.28)$$

При расположении уровня грунтовых вод в пределах рассматриваемой глубины z на расстоянии h от поверхности и наличии грунтовой массы напряжение на глубине z будет

$$\sigma_z = \gamma \cdot h + \gamma'(z - h). \quad (1.29)$$

Давление от собственного веса грунта называется бытовым давлением.

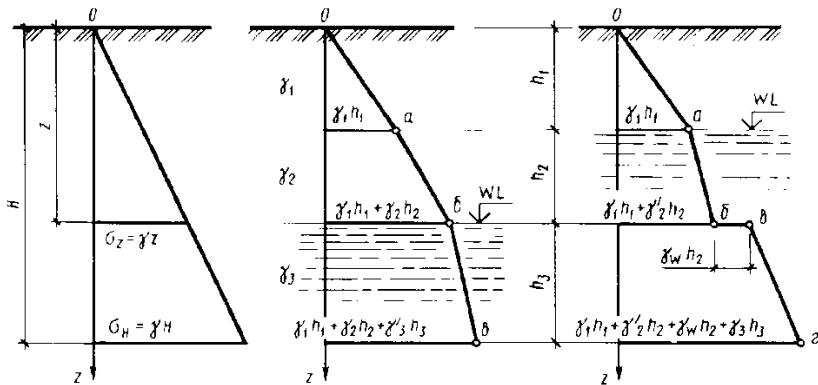


Рис. 1.20. Характерные эпюры распределения напряжений от собственного веса грунта

В настоящее время в механике грунтов широко применяют теорию линейно деформируемых тел. Учет нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями производится лишь в особых случаях.

2. ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА И ЕЕ ПРИЛОЖЕНИЯ

2.1. Общие положения

Предельное напряженное состояние грунта в данной точке массива соответствует такому напряженному состоянию, когда малейшее увеличение внешнего воздействия может нарушить равновесие, при этом сопротивление грунта сдвигу в рассматриваемой точке равно предельному для данного грунта значению.

Грунт приходит в неустойчивое состояние – в массиве возникают поверхности скольжения, разрывы, нарушается прочность связей между частицами грунта и их агрегатами. Это может привести к выпору грунта из-под фундаментов и большой осадке последних, к сползанию массы грунта в откосах. Возведение сооружений на грунте, находящемся в предельном напряженном состоянии, недопустимо. Поэтому важно правильно оценить максимально возможную нагрузку на грунт, при которой он еще будет находиться в равновесии, без потери устойчивости.

Вопросы прочности (несущей способности, устойчивости грунта в основании сооружений) являются частными задачами общей теории предельного равновесия, предложенной более 225 лет назад Ш. Кулоном. Опытами, проведенными В.И. Курдюмовым, была раскрыта сущность процесса деформирования грунтов при потере ими устойчивости в основании штампа. В 40–50 гг. XX в. В.В. Соколовским, С.С. Голушкевичем, В.Г. Березанцевым разработаны общие методы решения дифференциальных уравнений предельного равновесия.

2.2. Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки

По мере увеличения нагрузки, передаваемой на грунт жестким штампом, мы различаем три фазы напряженного состояния грунта, причем для каждой фазы напряженного состояния

грунта затухание деформаций будет происходить по-разному (рис. 2.1, 2.2):

- а) первая фаза – фаза уплотнения, деформации линейные;
- б) вторая фаза – местные пластические деформации сдвигов в краевых участках штампа;
- в) при увеличении нагрузки местные сдвиги переходят в пластическое или прогрессирующее течение, выпирание, просадку и подобные недопустимые деформации основания.

Первая фаза (уплотнение) характеризуется постепенным затуханием деформации. Скорость деформации с течением времени уменьшается, приближаясь к нулю: $\frac{dS}{dt} \rightarrow 0$ (см. рис. 2.2, а).

Важно отметить, что в конце фазы уплотнения и в начале фазы сдвигов непосредственно под штампом начинает формироваться жесткое ядро ограниченных смещений частиц, которое в дальнейшем и разжимает грунт в стороны, обуславливая значительные осадки штампа. Это ядро полностью сформировывается при достижении грунтом его максимальной несущей способности и остается после этого неизменным.

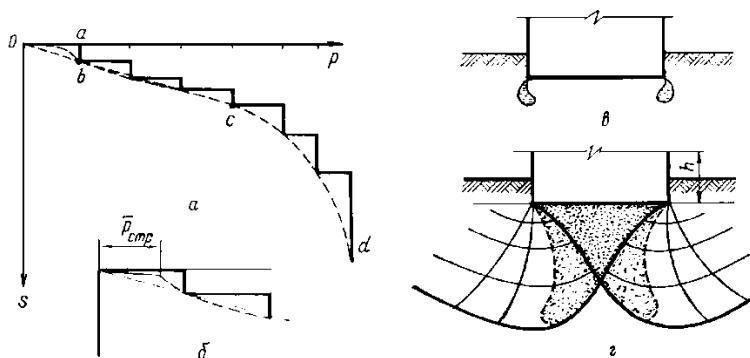


Рис. 2.1. Зависимость между давлением и деформациями при воздействии нагрузки на грунт: а – кривые деформации при ступенчатом загрузении; б – начальный участок кривой; в – конец фазы уплотнения – начало фазы сдвигов; г – линии скольжения и уплотненное ядро при полном развитии зон предельного равновесия

Вторая фаза (сдвигов) характеризуется продолжением уплотнения и, кроме того, возникновением и развитием в грунте местных пластических деформаций в краевых участках фундаментов. Это не есть признак разрушения основания в целом, а лишь свидетельство возрастания роли бокового смещения частиц в общей величине деформации. При этом скорость деформации приобретает некоторое постоянное для данной нагрузки значение $\frac{dS}{dt} \rightarrow const$ (см. рис. 2.2, б).

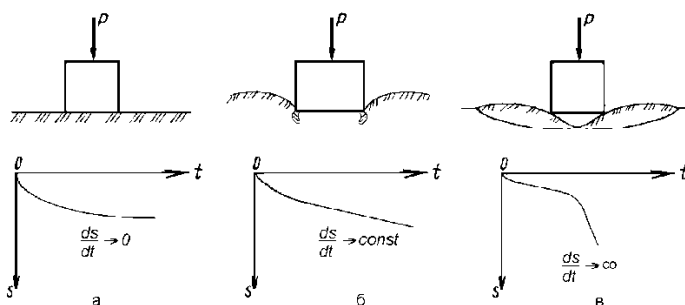


Рис. 2.2. Скорости деформации при различных формах напряженного состояния

Деформации, однако, не будут нарастать бесконечно, так как напряжения с течением времени перераспределяются под штампом и происходит затухание осадки. При передаче этих деформаций конструкциям сооружения могут возникнуть изменения, опасные для устойчивости последних, поэтому давление на грунт следует назначать из условий допустимых для данного сооружения деформаций.

Во второй фазе при достижении предельной несущей способности грунта и после окончания формирования жесткого ядра и полного развития зон предельного равновесия в зависимости от глубины заложения фундамента, плотности сложения грунта можно различить несколько характерных поверхностей скольжения (рис. 2.3).

1. Фундаменты мелкого заложения: $h/b < 1/2$ (кривая 1). Характерно выпирание грунта.

2. Фундамент средней глубины заложения: h/b равно от 1/2 до 2. Выпор грунта наблюдается, но обертывающая кривая поверхности скольжения имеет S-образную форму (кривая 2).

3. Фундамент глубокого заложения: h/b равно от 2 до 4. При предельной нагрузке наблюдается выпирание грунта, но возникающие зоны предельных сдвигов достигают плоскости подошвы фундамента (кривая 3).

4. Фундаменты очень глубокого заложения: $h/b > 4$. При предельной нагрузке возникают просадки.

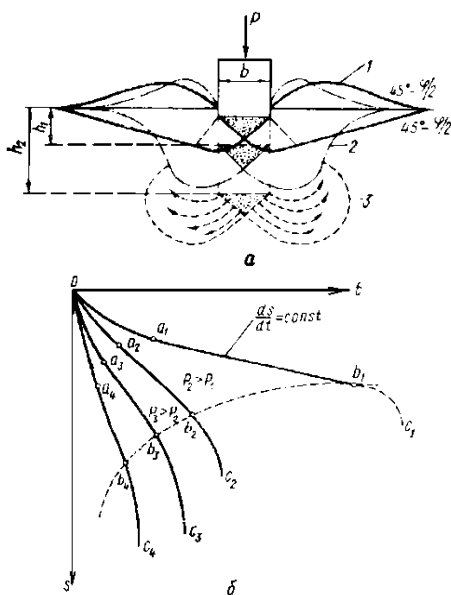


Рис. 2.3. Поверхности скольжения и деформации в грунте под фундаментом при полном развитии зон предельного равновесия:

a – обертывающие линии скольжения при различной глубине заложения; b – деформации грунта (ползучесть) в фазе сдвигов; $0a1 - 0a4$ – неустановившаяся ползучесть $dS/dt \rightarrow 0$; $a1b1 - a4b4$ – установившаяся ползучесть $dS/dt \rightarrow const$; $b1c1 - b4c4$ – прогрессирующее течение $dS/dt \rightarrow \infty$

Третья фаза (выпирание) соответствует развитию пластических деформаций по сплошным поверхностям скольжения, в грунте вокруг штампа появляются трещины, происходит разрушение основания. Обычно этот процесс завершается просадкой фундамента и выпором грунта: $\frac{dS}{dt} \rightarrow \infty$ (рис. 2.2, в).

Следовательно, по мере увеличения нагрузки на грунт можно определить два ее критических значения: первая критическая нагрузка соответствует началу возникновения местных пластических сдвигов, вторая – развитию сплошных поверхностей пластических деформаций, течению грунта и выпиранию его из-под штампа. Безопасная нагрузка на основание должна быть определена в зависимости от рода сооружения. Различают три основных случая назначения величины давления на грунт:

1. В пределах первой фазы деформации, до наступления пластических сдвигов. При этом величина деформаций будет незначительна.

2. В пределах начала второй фазы деформаций, то есть с допущением развития местных пластических деформаций при условии, что общая величина осадки не превзойдет допустимой для данного рода сооружения; так проектируют обычного типа фундаменты гражданских и промышленных зданий и сооружений.

3. С превышением предела прочности грунта, то есть по третьей фазе деформаций, с допущением постепенного выпирания грунта из-под сооружения. Так проектируют некоторые земляные сооружения – плотины, насыпи, перемычки, возводимые на слабых основаниях, причем иногда специально допускают увеличение давления, вызывающее погружение насыпей в процессе осадки до прочного подстилающего слоя.

Основной современный метод расчета оснований – это расчет по допустимым для данного сооружения деформациям, с ограничением глубины зон развития пластических сдвигов, то есть по начальной стадии второй фазы (рис. 2.4).

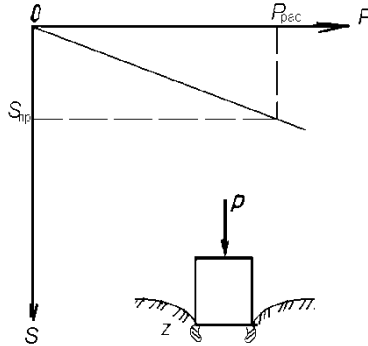


Рис. 2.4. Установление расчетной нагрузки на грунт
 $(S \leq S_{пр}, z \leq z_{доп})$

2.3. Основные положения теории предельного равновесия

Условия возникновения пластических сдвигов в грунте. Внутренние сдвиги в грунте, нагруженном внешней нагрузкой, возникают в результате преодоления касательными напряжениями сопротивления грунта сдвигу. Начало возникновения сдвигов в данной точке соответствует состоянию предельного равновесия.

Устойчивость состояния равновесия в рассматриваемой точке характеризуется сравнением касательных напряжений τ с величиной сопротивления грунта сдвигу $\tau_{сдв}$: $\tau < \tau_{сдв}$ – устойчивое равновесие, $\tau = \tau_{сдв}$ – предельное равновесие, $\tau > \tau_{сдв}$ – пластическое течение.

Из сопротивления грунтов сдвигу известно (рис. 2.5), что для сыпучих грунтов

$$\tau_{сдв} = \sigma tg\varphi, \quad (2.1)$$

для связных грунтов

$$\tau_{сдв} = \sigma tg\varphi + c. \quad (2.2)$$

Условия предельного равновесия:
для песчаных грунтов:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \varphi, \quad (2.3)$$

где σ_1 и σ_2 – главные напряжения.

После преобразований получим

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (2.4)$$

или

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (2.5)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (2.6)$$

то есть площадки сдвига наклонены к σ_{\max} под углом $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$.

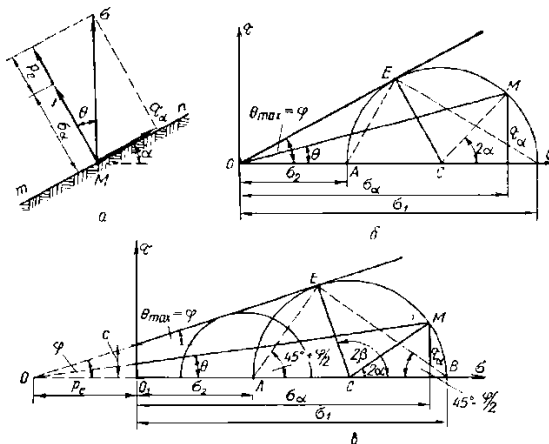


Рис. 2.5. Круги предельных напряжений: *a* – схема напряжений в данной точке; кривые сдвига: *б* – для песков; *в* – для связных грунтов

Для *связных грунтов* условием предельного равновесия будет

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2P_e} = \sin \varphi, \quad (2.7)$$

откуда

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + P_e \right); \quad (2.8)$$

$$P_e = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi; \quad (2.9)$$

$$c = \frac{1}{\cos \varphi} \times \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}.$$

Главные напряжения σ_1 и σ_2 можно выразить через составляющие напряжения σ_z , σ_y , τ_{yz} . Тогда условия предельного равновесия будут:

для *песков*

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_y + \sigma_z)^2} = \sin^2 \varphi; \quad (2.10)$$

для *глин*

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_y + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (2.11)$$

Дифференциальные уравнения равновесия грунтов в предельно напряженном состоянии имеют вид

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial \sigma_y} &= \gamma. \end{aligned} \right\} \quad (2.12)$$

2.4. Критические нагрузки на грунт

Выше уже отмечалось, что по мере загрузки фундамента наблюдаются две критические нагрузки: нагрузка, соответствующая началу возникновения в грунте зон сдвига и окончания фазы уплотнения, и нагрузка, при которой под нагруженным фундаментом сформировываются сплошные области предельного равновесия, грунт приходит в неустойчивое состояние, исчерпывается его несущая способность.

Начальная критическая нагрузка может определяться по формуле Н.П. Пузыревского

$$P_{кр}^{нач} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h. \quad (2.13)$$

Строительные нормы допускают развитие пластических деформаций в краевых участках фундаментов на глубину $1/4b$. Тогда

$$P_{кр1/4} = R = \frac{\pi(0,25\gamma b + \gamma h + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h. \quad (2.14)$$

Это выражение можно привести к виду

$$P_{кр1/4} = R = N_\gamma \gamma b + N_q \gamma' h + N_c c, \quad (2.15)$$

где $N_\gamma = \frac{0,25\pi}{c \cdot \text{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$, $N_q = \frac{\pi}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1$, $N_c = \frac{\pi \cdot \text{ctg}\varphi}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$,

здесь N_γ, N_q, N_c – коэффициенты несущей способности.

Для идеально связных грунтов

$$P_{\text{кр}}^{\text{нач}} = \pi \cdot c + \gamma h. \quad (2.16)$$

Предельные нагрузки для сыпучих и связных грунтов.

Решение дифференциальных уравнений равновесия с учетом условий предельного равновесия позволяет найти математически точные очертания поверхностей скольжения, используя которые, можно оценить значение предельной нагрузки (рис. 2.6).

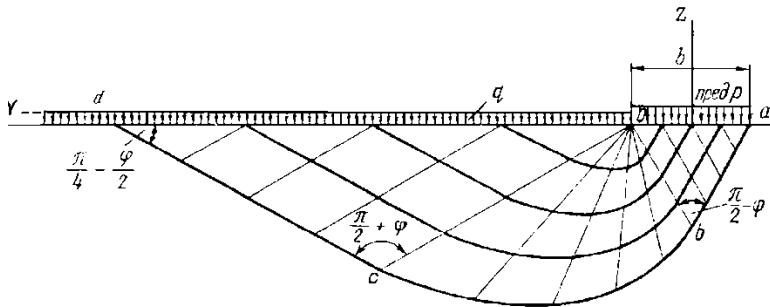


Рис. 2.6. Сеть линий скольжения в грунте при полосовой нагрузке и боковой пригрузке

Впервые эта задача для невесомого грунта, нагруженного полосообразной нагрузкой, была решена Приндлем и Рейснером (1920–1921):

$$P_{\text{кр}}^{\text{пред}} = (q + c \cdot \text{ctg}\varphi) \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \cdot e^{\pi \cdot \text{ctg}\varphi} - c \cdot \text{ctg}\varphi. \quad (2.17)$$

Для идеально связных грунтов в случае плоской задачи

$$P_{\text{кр}}^{\text{пред}} = (2 + \pi) \cdot c + q = 5,14 \cdot c + \gamma \cdot h, \quad (2.18)$$

для круга, квадрата

$$P_{\text{кр}}^{\text{пред}} = 5,7 \cdot c + q.$$

При действии наклонной нагрузки с боковой пригрузкой на грунт решение получено В.В. Соколовским (рис. 2.7):

$$P_{\text{кр}}^{\text{пред}} = N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot y + N_q \cdot q + N_c \cdot c,$$

где N_{γ} , N_q , N_c – коэффициенты несущей способности грунта, табулированные в зависимости от φ и β . Такая форма уравнения, впервые предложенная проф. К. Терцаги (1943), в настоящее время является канонической, и к ней приводятся обычно все другие решения, полученные для предельной нагрузки.

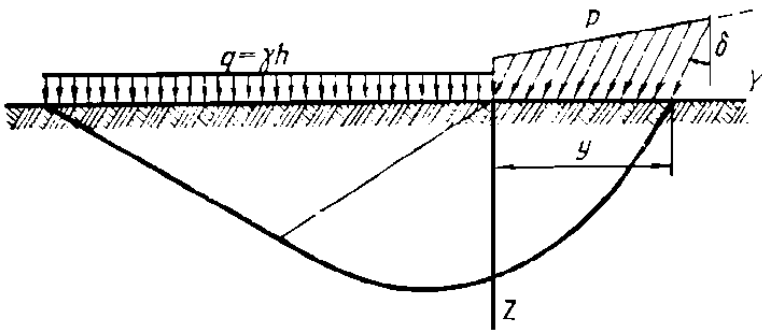


Рис. 2.7. Схема действия наклонной нагрузки на грунт

К. Терцаги получил графики зависимости коэффициентов N от φ и принял линии скольжения для невесомого грунта с наличием уплотненного треугольного ядра, грани которого наклонены под углом φ к подошве фундамента (рис. 2.8):

$$P_{кр}^{пред} = N'_\gamma \cdot \gamma \cdot b_1 + N'_q \cdot q + N'_c \cdot c, \quad (2.19)$$

где N' – коэффициенты несущей способности; b_1 – полуширина фундамента.

Для оснований массивных фундаментов предельную нагрузку следует определять с учетом жесткого ядра ограниченных смещений, формирующегося под подошвой жестких фундаментов, что является сложной задачей, решение которой в замкнутой форме не получено. В этом случае поверхности скольжения задаются, но такие, которые совпадают с точными.

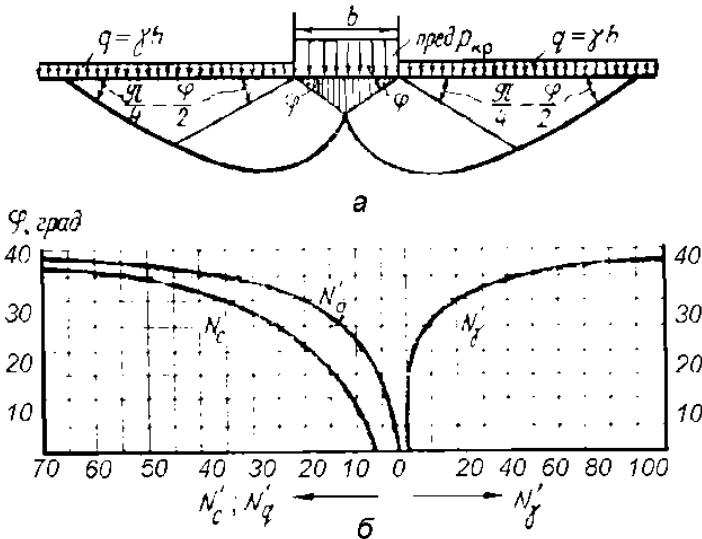


Рис. 2.8. Зоны предельного равновесия под ленточным фундаментом (по Терцаги): а – схема линий скольжения; б – кривые коэффициентов несущей способности

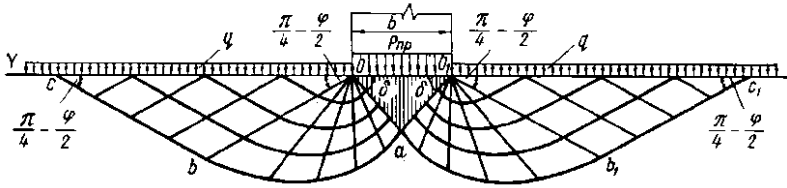


Рис. 2.9. Сеть линий скольжения в грунте под жестким полоsoобразным фундаментом с учетом уплотненного ядра

Существуют решения задач для полоsoобразной нагрузки, круга, квадрата:

$$P_n^{\text{пред}} = N_{\gamma n} \cdot \gamma \cdot b_1 + N_{qn} \cdot q + N_{cn} \cdot c. \quad (2.20)$$

Для фундаментов глубокого заложения $h/b \geq 2$ нельзя принимать $q = \gamma h$, в этом случае следует принимать для условий плоской задачи

$$P_{nh} = A_n \gamma b, \quad (2.21)$$

а для условий пространственной задачи (круглой или квадратной площади)

$$P_{kh} = A_k \gamma b l, \quad (2.22)$$

где A_n и A_k табулированы в зависимости от ширины фундамента и угла внутреннего трения.

3. ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И ПРОГНОЗ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ

3.1. Основные исходные положения

При работе грунта основания сооружения наибольший интерес для строителей представляет осадка, то есть вертикальные деформации, происходящие в основании за счет уплотнения грунта.

Полная величина осадки, как уже было рассмотрено выше, состоит из упругой и остаточной частей. В отличие от твердых тел, остаточными деформациями которых можно пренебречь, для грунтов остаточные деформации играют основную роль, в большинстве случаев в несколько раз превосходя по величине упругие деформации.

Следует различать абсолютную величину осадки и разность осадок отдельных частей сооружения. Равномерная осадка сооружения, находящегося под преобладающим воздействием постоянной статической нагрузки, даже при значительных размерах последней не может представлять опасности для существования сооружения, в то время как разность осадок, хотя бы незначительная, может существенно повлиять на работу сооружения, особенно на работу статически неопределенных систем. В практике случаев равномерной осадки всех частей сооружения почти не наблюдается, что связано с различием свойств грунтов под отдельными частями сооружения и неравномерностью давлений на грунт, различием формы и площади фундаментов.

На базе развития теории расчета оснований и обработки результатов наблюдений за осадками зданий разработан метод расчета фундаментов по предельным деформациям оснований. При этом необходимо, чтобы соблюдались условия

$$\left. \begin{array}{l} S_{\text{расч}} \leq S_{\text{пр}}, \\ \Delta S_{\text{расч}} \leq \Delta S_{\text{пр}}, \end{array} \right\} \quad (3.1)$$

то есть расчетная осадка оснований фундаментов $S_{\text{расч}}$ и разность осадок соседних фундаментов $\Delta S_{\text{расч}}$ должны быть меньше предельных значений $S_{\text{пр}}$ и $\Delta S_{\text{пр}}$.

Грунты представляют собой сложную многофазную систему (твердую фазу, жидкость, защемленный в порах воздух), вода в грунте может быть свободной и связанной. Деформации грунта зависят как от общего изменения его объема – уплотнения, набухания, так и от деформируемости всех компонентов, составляющих грунт, – ползучести скелета, сжимаемости поровой воды, паров и газов.

Различают следующие виды деформаций:

- упругие (изменение объема, искажение формы);
- неупругие остаточные (уплотнения, набухания, ползучести);
- чисто остаточные (разрушение структуры, излом частиц).

Упругие деформации возникают при периодической нагрузке и разгрузке грунта; упругие деформации без изменения объема наблюдаются при мгновенных нагрузках. В последнем случае изменения объема пор не происходит, так как деформации не успевают развиваться. При периодической нагрузке продолжительность ее действия оказывается недостаточной для полного развития деформаций уплотнения грунта.

Неупругие остаточные деформации уплотнения протекают в течение длительного времени, так как обусловлены изменением пористости за счет отжатия воды и воздуха из пор грунта. Кроме того, остаточные деформации возникают за счет взаимных перемещений частиц грунта (сдвигов), образуя зоны пластических деформаций в основании фундамента.

Влияние условий загрузки в значительной степени сказывается на развитии того или иного вида деформаций. Периодически действующая нагрузка вызывает нарастание полной величины осадки от каждого последующего цикла. Вместе с тем упругая и особенно остаточная деформации от каждого цикла с увеличением числа последних уменьшаются. После достаточно большого числа циклов загрузки проявляется лишь упругая деформация, то есть грунт начинает работать как упругое тело.

Непрерывно возрастающая нагрузка вызывает три переходящих одна в другую фазы деформации – уплотнение, местные сдвиги и выпирание (пластическое течение). Нагрузку от сооружений выбирают в большинстве случаев из условий ограниченного развития фазы сдвигов, то есть начального развития пластических деформаций в краевых участках фундамента. Поэтому для работы сооружений особое значение имеет фаза уплотнения.

Постоянная нагрузка вызывает развитие осадки во времени, по-разному протекающее для различных величин нагрузки и для различных видов грунтов. Для одного и того же грунта, нагруженного давлением, не превосходящим величины предела пропорциональности, осадка с течением времени прекратится (произойдет стабилизация осадки), и для того же грунта при большей величине нагрузки осадка может оказаться не затухающей во времени. При одной и той же величине нагрузки, не выходящей за величину предела пропорциональности, стабилизация осадки фундамента на крупнозернистом или песчаном грунте произойдет значительно раньше, чем на глинистом. Постоянные по величине осадки дает, например, памятник Вашингтону в США (0,6 мм в год), здание почтовой конторы в Австрии (8,1 мм в год). Весьма длительные деформации наблюдаем мы на примере Исаакиевского собора в Санкт-Петербурге.

Влияние размеров загруженной площади на величину осадки при одном и том же удельном давлении на грунт сказывается по-разному. Например, штампы малых размеров (до $0,2...0,3 \text{ м}^2$) дают увеличение осадки с уменьшением размера штампа, что объясняется значительным развитием пластических деформаций грунта, как бы внедрением штампа в грунт наподобие свай с тупым концом (рис. 3.1).

При больших размерах штампа осадки возрастают прямо пропорционально квадратному корню из площади штампа (рис. 3.2). Это объясняется распределением существенных по величине напряжений на большую глубину и вовлечением в работу значительной части массива грунта. Опыты со штампами больших размеров ($2500...80\,000 \text{ см}^2$) подтвердили, что влияние размеров штампа на величину осадки подчиняется следующей зависимости:

$$S = kP\sqrt{F}, \quad (3.2)$$

где k – коэффициент пропорциональности, постоянный для каждого вида грунта, значение которого будет найдено нами далее; P – величина внешнего давления на единицу площади; F – площадь штампа от $0,5$ до 50 м^2 .

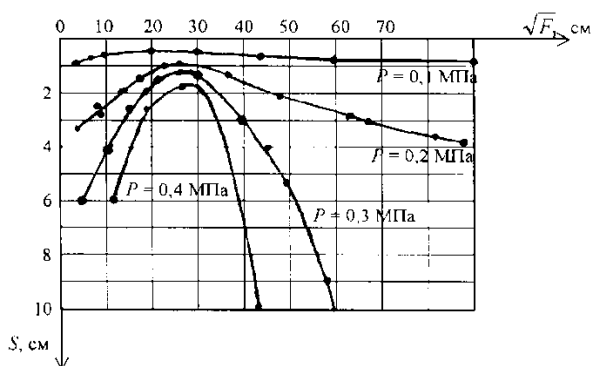


Рис. 3.1. Зависимость осадки от площади штампа (для песка)

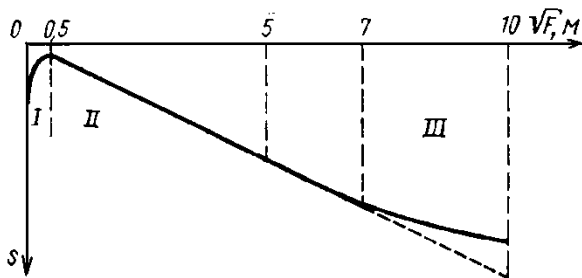


Рис. 3.2. Зависимость осадки от размеров стороны фундамента:
 I – малые размеры штампов; II – реальные фундаменты $F = 0,5\text{--}50 \text{ м}^2$;
 III – фундаменты больших размеров $F > 50 \text{ м}^2$

3.2. Деформации оснований

В общем случае осадка фундамента может складываться из следующих составляющих:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4. \quad (3.3)$$

При разработке котлована происходит разгрузка грунта и упругое поднятие дна после загрузки основания весом, равным весу вынутого грунта, в результате чего фундамент получает дополнительную осадку, называемую осадкой разуплотнения S_1 .

Осадки уплотнения S_2 возникают вследствие уменьшения объема пор от давлений, передаваемых на основание через подошву фундамента. При этом давления должны быть больше структурной прочности. Если осадки уплотнения окажутся различными для фундаментов в пределах одного и того же здания, то они будут неравномерными. Нужно так запроектировать фундаменты, чтобы разность осадок была меньше предельно допустимой.

СП допускает развитие в краевых участках фундамента зон пластической деформации на глубину $1/4$ ширины фундамента. Образование этих зон и приводит к возникновению осадок неупругого деформирования S_3 .

При разработке котлованов тяжелыми механизмами, при промерзании и оттаивании грунтов, их набухании, замачивании и других явлениях происходит нарушение естественной структуры и увеличивается сжимаемость грунтов, что и является причиной возникновения осадки расструктурирования S_4 .

3.3. Методы определения деформаций

Расчет деформации оснований осуществляется с использованием расчетных моделей:

- линейно-деформируемого слоя ограниченной мощности;
- линейно-деформируемого полупространства;
- местных упругих деформаций;
- нелинейно-деформируемой среды.

1. Расчетная схема в виде линейно-деформируемого слоя принимается при следующих условиях:

а) в пределах сжимаемой толщи $H_{ск}$, определенной для линейно-деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 > 100$ МПа и толщиной h_1 . При этом

$$h_1 \geq H_{ск} \left(1 - \sqrt[3]{E_2 / E_1}\right), \quad (3.4)$$

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

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

2. Расчетная схема в виде линейно-деформируемого полупространства применяется для расчета осадок фундаментов на однородном основании.

При использовании этой схемы напряжения и деформации в основании определяются с использованием решений теории линейно-деформируемой среды. Для круглых и квадратных фундаментов используется решение Буссинеска, а для ленточных фундаментов – решение Фламана. В схему линейно-деформируемого полупространства вводится ограничение в ви-

де сжимаемой толщи основания $H_{сж}$. Из условия отношения дополнительных вертикальных напряжений от внешней нагрузки σ_z к собственному весу грунта

$$\sigma_{пр} = \gamma_z. \quad (3.5)$$

Для определения $H_{сж}$ принимается, что $\sigma_z = 0,2\sigma_{пр}$.

3. Модель местных упругих деформаций учитывает лишь упругие деформации непосредственно в месте приложения нагрузки.

4. Применение теории нелинейно-деформируемой среды позволяет рассчитывать осадку фундамента вплоть до предельной нагрузки по устойчивости.

Метод общих упругих деформаций. Этот метод базируется на строгом решении теории упругости для упругого полупространства и для упругого слоя ограниченной конечной толщины, лежащей на несжимаемом основании. Решение будет справедливо и для определения общих деформаций (упругих и остаточных) линейно-деформируемого полупространства и линейно-деформируемого слоя грунта ограниченной толщины.

Исходной зависимостью при определении общих упругих деформаций полупространства является формула Ж. Буссинеска

$$W_z = \frac{P}{\pi c R}, \quad (3.6)$$

где c – коэффициент упругого полупространства,

$$c = \frac{E_{упр}}{1 - \nu^2}. \quad (3.7)$$

Если рассматривается линейно-деформируемое полупространство, то модуль упругости грунта $E_{упр}$ следует заменить на модуль деформации (упругой и остаточной) E , а коэффициент Пуассона ν – на коэффициент общей относительной деформации ν_0 .

При действии на упругое полупространство местной равномерно распределенной нагрузки P по площадке F осадка любой точки определяется путем интегрирования выражения для вертикальных перемещений точки упругого полупространства от действия элементарной сосредоточенной силы $Pd\xi d\eta$ (рис. 3.3):

$$S_{\text{упр}} = \frac{P}{\pi C} \iint \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}. \quad (3.8)$$

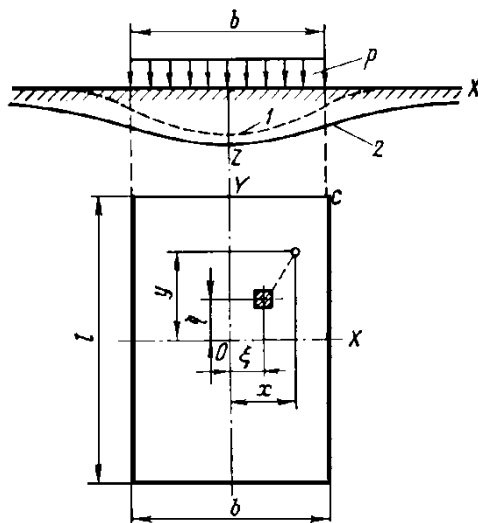


Рис. 3.3. Схема действия местной нагрузки:
 1 – деформация упругого слоя ограниченной толщины;
 2 – деформация упругого полупространства

Решение получено для определения осадок круглых, квадратных и прямоугольных фундаментов.

В общем случае формула (3.8) приведена к виду

$$S_{\text{упр}} = \frac{wPb(1-\nu^2)}{E}, \quad (3.9)$$

где w – коэффициент формы площади подошвы и жесткости фундамента; b – ширина фундамента; P – удельное давление на грунт; E и ν – модули упругости полупространства.

Придав обозначениям для модулей общей деформируемости индекс 0, получим

$$S_{об} = \frac{wPb(1-\nu_0^2)}{E_0}, \quad (3.10)$$

значения w табулированы для определения: w_c – для осадки угловых точек прямоугольной площади загрузки; w_0 – максимальной осадки под центром загруженной площади; w_m – средней осадки загруженной площади; w_{const} – осадки абсолютно жестких фундаментав; w_{mh} – средней осадки прямоугольных площадей загрузки на слое грунта ограниченной толщины при $b/h = 0,25, 0,5, 1, 2, 5$.

Метод местных упругих деформаций. Этот метод учитывает лишь упругие деформации непосредственно в месте приложения нагрузки и базируется на гипотезе Фусса – Винклера, согласно которой давление в данной точке прямо пропорционально лишь местной осадке грунта в этой точке:

$$P = c_z z, \quad (3.11)$$

где P – давление, Па; c_z – коэффициент упругости основания, называемый коэффициентом постели, Н/см^3 , z – вертикальное упругое перемещение, м,

$$z = \frac{P}{c_z}. \quad (3.12)$$

Осадка будет происходить лишь в месте приложения нагрузки, где $P = 0$, очевидно, $z = 0$ (см. рис. 3.6).

Отметим, что на гипотезе (3.11) базируется вывод основного дифференциального уравнения изгиба фундаментных балок и плит, опирающихся на сплошное (винклеровское) упругое осно-

вание. Из курса сопротивления материалов и теории упругости известно, что это дифференциальное уравнение имеет вид

$$EJ \frac{d^4 z}{dy^4} = -c_z z, \quad (3.13)$$

где EJ – жесткость фундаментной балки; z – упругий изгиб балки.

Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке. Рассмотрим сжатие слоя грунта в условиях невозможности бокового расширения при действии с поверхности безграничной по площади равномерно распределенной нагрузки (рис. 3.4).

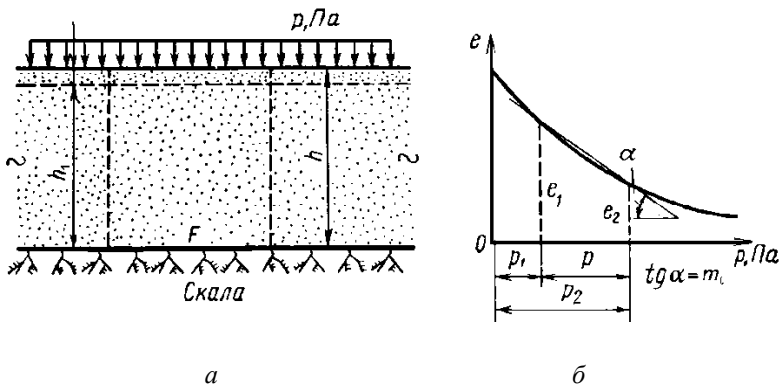


Рис. 3.4. Схема сжатия слоя грунта при сплошной нагрузке (сжатие без возможности бокового расширения): *а* – схема нагрузки; *б* – компрессионная кривая

Ограниченной мощности слой сжимаемого грунта подстигается снизу жестким скалистым основанием. В этом случае сжатие грунта будет происходить аналогично сжатию в условиях компрессионных испытаний. Для определения полной (стабилизированной) осадки грунта рассмотрим изменение его объема за счет уменьшения пористости под давлением. Из рис. 3.4 видно, что полная величина осадки

$$S = h - h_1,$$

где h – мощность сжимаемого слоя до обжатия его внешним давлением; h_1 – то же после обжатия. Величина h_1 может быть найдена из условий постоянства объема скелета в грунтовой призме площадью F до и после деформации.

Объем скелета в единице объема грунта

$$A = \frac{1}{1+e}.$$

В выделенной грунтовой призме объем скелета

$$\frac{Fh}{1+e_1}, \frac{Fh_1}{1+e_2},$$

где F – площадь грунтовой призмы; e_1 – коэффициент пористости грунта до приложения нагрузки; e_2 – коэффициент пористости грунта после окончания осадки под нагрузкой. Отсюда

$$h_1 = \frac{1+e_2}{1+e_1} h. \quad (3.14)$$

Подставляем значение h_1 в формулу для S и получаем

$$S = h - h \frac{1+e_2}{1+e_1}. \quad (3.15)$$

Разделив обе части равенства на h , получим

$$\frac{S}{h} = 1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} = \frac{1+e_1 - 1 - e_2}{1+e_1} = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1},$$

откуда

$$S = h \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}.$$

Согласно компрессионной зависимости

$$e_1 - e_2 = m_0 P,$$

где m_0 – коэффициент уплотнения (сжимаемости). Тогда формула для величины конечной осадки будет иметь вид

$$S = Ph \frac{m_0}{1 + e_1}, \quad (3.16)$$

где $\frac{m_0}{1 + e_0}$ можно обозначить через m_v – коэффициент относительной сжимаемости, зависящий только от компрессионных свойств грунта. Тогда величина стабилизированной осадки

$$S = m_v Ph. \quad (3.17)$$

Полная осадка слоя грунта при сплошной нагрузке пропорциональна мощности слоя и величине нагрузки и зависит от свойств грунта.

Задача может быть решена и иным путем, с использованием величины модуля деформации грунта E . Для этого рассмотрим напряжения в любой точке M , расположенной внутри деформируемого слоя грунта; они могут быть выражены тремя составляющими:

$$\sigma_z = P, \quad \sigma_x = \sigma_y = \xi_0 \cdot P = \frac{\nu_0}{1 - \nu_0} P,$$

где ξ_0 – коэффициент бокового давления; ν_0 – коэффициент бокового расширения. Относительная деформация грунта вдоль оси z , совпадающей с направлением действия сил P , выразится при этом обычной зависимостью сопротивления материалов

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \nu_0 \frac{\sigma_y + \sigma_x}{E}. \quad (3.18)$$

Подставив в (3.18) значения составляющих напряжений, получим

$$\varepsilon_z = \frac{P}{E} \left(1 - \frac{2\nu_0^2}{1-\nu_0} \right). \quad (3.19)$$

Обозначим величину в скобках

$$1 - \frac{2\nu_0^2}{1-\nu_0} = \beta$$

и получим

$$\varepsilon_z = \beta \frac{P}{E},$$

где β – коэффициент, зависящий только от рода грунта и вычисляемый на основе опытного определения коэффициента бокового давления ξ_0 или коэффициента бокового расширения ν_0 . При отсутствии опытных данных рекомендуется принимать значение β равным: для песков – 0,76; супесей – 0,72, суглинков – 0,57; глин – 0,43.

Полная величина осадки равна произведению относительной осадки на мощность деформируемого слоя:

$$S = \frac{\beta}{E} Ph. \quad (3.20)$$

При пользовании ранее приведенной формулой для вычисления величины осадки мы можем обойтись оценкой сжимаемости грунта через коэффициент уплотнения m_0 , полученный из компрессионных испытаний грунта. В формуле (3.20) используется величина модуля деформации E , которая может быть определена по результатам полевых испытаний. Сравнивая выражения (3.16) и (3.20), можно найти зависимость между m_0 и E_0 :

$$\frac{m_0}{1+e_1} Ph = \frac{\beta}{E} Ph.$$

Отсюда получим

$$E = \frac{\beta(1 + e_1)}{m_0}. \quad (3.21)$$

Данная зависимость устанавливает обратную пропорциональность величин E и m_0 .

Если значение коэффициента β выразить через ξ_0 , то (3.21) примет вид

$$E = \frac{(1 - \xi_0)(1 + 2\xi_0)}{1 + \xi_0} \cdot \frac{1 + e_1}{m_0}. \quad (3.22)$$

Приведенная формула дает возможность по данным лабораторных исследований грунта (определению коэффициента уплотнения m_0 и коэффициента бокового расширения ξ_0) найти величину модуля деформации E , не прибегая к полевым испытаниям грунта.

Однако значения модуля деформации E , полученные при проведении полевых испытаний без нарушения природного залегания грунта, более достоверны, так как дают возможность оценивать работу грунта в реальных условиях полусвободного бокового расширения. Для средней плотности грунтов значения модуля деформации колеблются от 50 до 200 кг/см². Слабые глины и суглинки имеют $E = 10 \dots 20$ кг/см², плотные глины твердой консистенции, особенно древние третичные глины, гравелистогалечные и щебенисто-дресвяные грунты могут обладать модулем деформации E , превышающим 400...500 кг/см². Во всех случаях величина E должна устанавливаться экспериментально.

Метод послойного суммирования. Для вычисления осадок фундаментов ограниченных размеров может быть использован также метод послойного суммирования, суть которого в следующем. При размерах фундаментов, значительно превышающих мощность сжимаемого слоя грунта, можно считать, что сжатие грунта происходит без возможности бокового расширения. Для

определения величины осадки пользуются ранее приведенными зависимостями $S = m_v Ph$ и $S = \frac{\beta}{E} Ph$. Границей возможности применения этих формул считают $h \leq 0,4b$, где b – ширина меньшей стороны фундамента. При $h > 0,4b$ нельзя пренебрегать затуханием вертикальных напряжений σ_z по глубине. Эти изменения будут тем значительнее, чем глубже расположен жесткий подстилающий слой.

Эпюру вертикальных напряжений грунта по центральной оси фундамента разбивают на участки, соответствующие мощности отдельных слоев грунта $h_i \leq 0,4b$, в пределах каждого элементарного слоя величину напряжений считают неизменной и равной величине среднего напряжения в рассматриваемом слое, то есть заменяют действительную криволинейную эпюру ступенчатой (рис. 3.5). В этом случае сжатие в пределах каждого слоя рассматривают как сжатие без возможности бокового расширения, а величину осадки определяют как сумму осадок отдельных слоев.

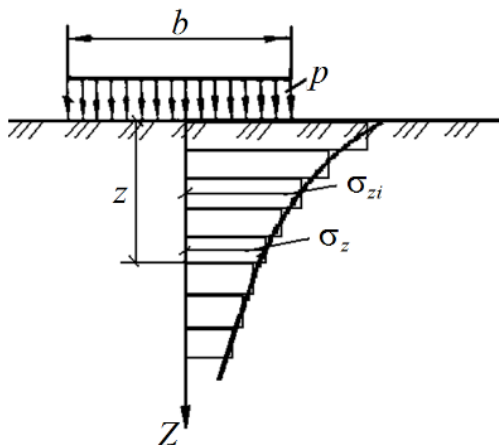


Рис. 3.5. Схема эпюры напряжений по оси штампа (методом послойного суммирования)

Для построения эпюры напряжений пользуются таблицами значений коэффициента α , дающего возможность определить величину P_z (давления по центру нагрузки на расстоянии z от поверхности грунта) в долях от величины внешней нагрузки P .

Коэффициент α определяется в зависимости от отношения сторон фундамента l/b (где l – большая сторона, b – меньшая) и от отношения z/b (значения α приведены в СП и справочниках). Тогда на любой глубине величина напряжения

$$\sigma_z = \alpha P.$$

Полная величина осадки может быть найдена как сумма осадок отдельных слоев:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_i} \cdot \sigma_{zi} h_i, \quad (3.23)$$

$$S = \sum_{i=1}^h m_v \sigma_{zi} h_i, \quad (3.24)$$

где $\frac{\beta_i}{E_i} \cdot \sigma_{zi} h_i$ или $m_v \sigma_{zi} h_i$ – величины осадок отдельного слоя грунта.

Для случая однородного основания характеристики грунта β , E , m_0 можно считать неизменными, а мощность слоев h принять одинаковой по глубине. Тогда выражения (3.23) и (3.24) примут вид

$$S = \frac{\beta}{E_0} \cdot h \sum_{i=1}^n \sigma_{zi}, \quad (3.25)$$

$$S = m_v \cdot h \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{zi}. \quad (3.26)$$

При определении осадки фундамента следует учесть влияние глубины его заложения и установить пределы суммирования осадок по глубине (рис. 3.6).

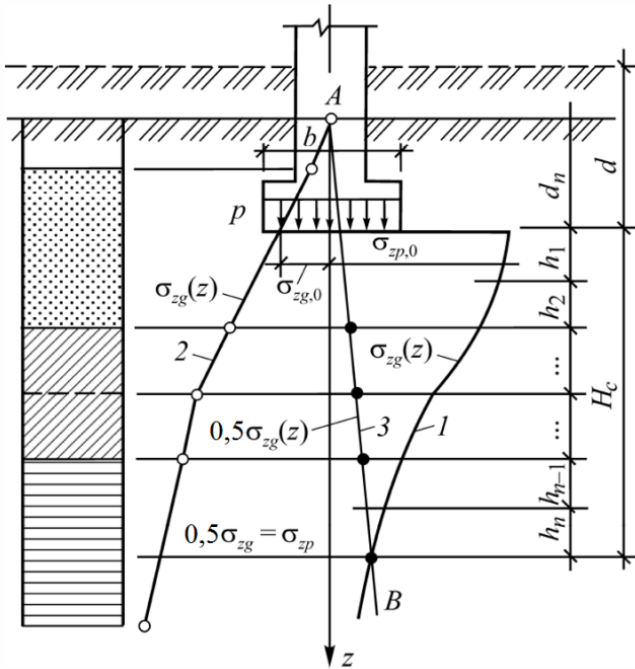


Рис. 3.6. Схема к расчету осадки фундамента:
 1 – эпюра давления от сооружения; 2 – эпюра бытового давления;
 3 – линия 0,2 бытового давления

Грунт, залегающий в уровне подошвы фундамента, до возведения сооружения уже был обжат давлением собственного веса вышележащего грунта, так называемым бытовым давлением. Поэтому при определении величины осадки фундамента начальную ординату давления на грунт принимают равной

$$\sigma_{zp,0} = p - \sigma_{zg,0},$$

где $\sigma_{zp,0}$ – дополнительное давление от сооружения; $\sigma_{zg,0}$ – бытовое давление грунта в уровне подошвы фундамента.

Последующие ординаты эпюры определяют по формуле

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \sigma_{zp,0}.$$

Чем глубже рассматриваемое сечение грунта от поверхности земли, тем больше величина бытового давления грунта и тем меньше влияние нагрузки от сооружения.

Суммирование осадок произойдет лишь в зоне действия существенных напряжений от сооружения. Эту зону называют сжимающей толщей грунта, или активной (рабочей) зоной. Границей сжимаемой толщи принимают грунт, расположенный на глубине, где давление от сооружения равно 0,5 бытового давления при модуле деформации $E > 7$ МПа и $0,2\sigma_{zg}$ при $E \leq 7$ МПа.

Положение границы сжимаемой толщи легко может быть найдено графически: для этого проводят прямую, соединяющую ординаты 0,5 (0,2) бытового давления; пересечение этой прямой с эпюрой σ_{zp} давлений от сооружения покажет положение границы сжимаемой толщи (на рис. 3.6 прямая АВ). Мощность сжимаемой толщи зависит: от нагрузки на фундамент; площади и формы фундамента; глубины заложения фундамента; уровня грунтовых вод; вида и состояния грунта. То есть она увеличивается при возрастании давления от сооружения P и увеличении размеров фундамента. На нее влияет форма фундамента (разное затухание напряжений по глубине), а также род и состояние грунта (степень возрастания бытового давления по глубине).

Практически можно запроектировать фундамент так, что мощность сжимаемой толщи окажется равной нулю. Например, в высотных зданиях, расположенных на сплошной железобетонной плите на глубине около 8 м от поверхности земли и имеющих ажурные конструкции подземной части, давления от сооружения на грунт составляли 0,15...0,20 МПа, бытовое давление в уровне подошвы фундамента было близким к этой величине, например, при $\gamma_s = 18$ кН/м³, $P_8 = 0,14$ МПа. Таким образом,

$$\sigma_{zp,0} = p - \sigma_{zg,0} \approx 0.$$

Наблюдения за высотными зданиями в Москве показали, что их осадки в действительности чрезвычайно невелики и составляют преимущественно 4–8 см, за счет вышеуказанного незначительного превышения давления от сооружения над бытовым давлением и разуплотнения грунта основания.

Условность метода послойного суммирования определяется большим количеством различных допущений, положенных в его основу, из которых главнейшие следующие:

1) вертикальные давления σ_{zpi} в пределах каждого отдельного слоя принимаются равномерно распределенными по горизонтальной плоскости, тогда как в действительности эпюры распределения давлений уменьшаются по мере удаления от оси;

2) давления σ_{zpi} в пределах каждого слоя принимают равными величине максимального давления по оси действия внешней нагрузки без учета затухания их в стороны от оси;

3) при вычислении величины осадки учитывается только действие вертикальных напряжений, тогда как в действительности и горизонтальные, и касательные напряжения тоже вызывают деформации грунта;

4) осадки учитываются только в пределах условно принятой сжимаемой толщи без учета деформаций, фактически происходящих и за ее пределами.

Очевидно, что первые два допущения приводят к некоторому завышению расчетной величины осадки, а вторые два – к ее снижению. В целом осадки, вычисленные методом послойного суммирования, достаточно хорошо совпадают по величине с фактическими осадками сооружений.

Расчет осадок фундаментов методом эквивалентного слоя. Разработанный Н.А. Цытовичем метод эквивалентного слоя дает возможность для многослойных оснований существенно упростить расчет конечных осадок и развитие осадок во времени.

Эквивалентным слоем грунта h_s называется слой, осадка которого S_0 при сплошной нагрузке равна осадке фундамента S_n на мощном массиве при местной нагрузке на полупространстве:

$$S_0 = S_n. \quad (3.27)$$

Выше было установлено, что при сплошной нагрузке относительная деформация слоя грунта

$$\varepsilon_z = \frac{p}{E} \left(1 - \frac{2\nu_0^2}{1 - \nu_0} \right).$$

Умножая эту величину на полную высоту слоя h_s , получим

$$S_0 = \frac{ph_s}{E} \left(1 - \frac{2\nu_0^2}{1 - \nu_0} \right). \quad (3.28)$$

Осадку реального фундамента на мощном массиве грунта или слое грунта ограниченной мощности

$$S_n = \frac{wpb(1 - \nu_0^2)}{E}. \quad (3.29)$$

Подставляя в выражение (1.3.1.27) значения (1.3.1.28) и (1.3.1.29) и решая уравнения относительно h_s , получаем

$$h_s = \frac{(1 - \nu_0)^2}{1 - 2\nu_0} wb. \quad (3.30)$$

Если постоянный коэффициент обозначим одним символом

$$\frac{(1 - \nu_0)^2}{1 - 2\nu_0} = A,$$

то получим формулу для определения мощности эквивалентного слоя грунта

$$h_s = A\omega b, \quad (3.31)$$

где b – ширина фундамента.

Из формулы (3.31) видно, что мощность эквивалентного слоя грунта зависит от бокового расширения грунта (коэффициент A), формы и жесткости фундамента (коэффициент ω) и пропорциональна ширине фундамента. Сочетание $A\omega$ в формуле называют коэффициентом эквивалентного слоя.

С учетом (3.31) получим формулу для определения осадки фундамента заданных размеров:

$$S = h_3 m_{\nu} p. \quad (3.32)$$

Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$ табулированы для определения максимальных, средних осадок гибких фундаментов ($A\omega_0$, $A\omega_m$) и осадок абсолютно жестких фундаментов ($A\omega_{const}$) в зависимости от отношения сторон фундамента l/b и коэффициента Пуассона ν_0 .

Следует отметить, что соотношение между коэффициентами для круглых и квадратных фундаментов

$$\omega_{кр} = \omega_{кв} \sqrt{\pi/4} = 0,887 \omega_{кв}.$$

Между коэффициентами эквивалентного слоя для центра прямоугольной площади абсолютно гибкой нагрузки и ее угловой точки существует простое соотношение

$$A\omega_c = 1/2 A\omega_0, \quad (3.33)$$

$A\omega_c$ – коэффициент эквивалентного слоя для угловой точки.

Метод угловых точек. Учет взаимовлияния фундаментов. Для определения осадок фундаментов с прямоугольной площадью подошвы, определения осадки в любой точке за пределами загруженной площади, взаимовлияния фундаментов пользуются методом угловых точек.

При определении осадки по методу угловых точек рассматриваемую точку располагают так, чтобы она была угловой.

При определении осадки по методу угловых точек рассматриваемую точку располагают так, чтобы она была угловой. В этом случае осадка любой точки поверхности грунта под действием равномерно распределенной нагрузки равна сумме осадок грунта от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой.

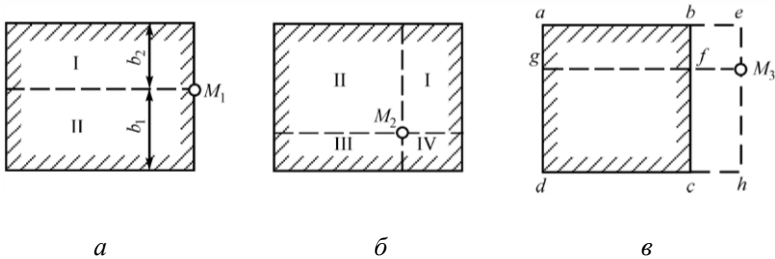


Рис. 3.7. Схемы построения прямоугольников загрузки при определении осадок по методу угловых точек

На рис. 3.7 показаны три основных случая.

1. Точка M_1 лежит на контуре загруженного прямоугольника (а). Осадку точки M_1 определяем как сумму осадок угловых точек прямоугольников I и II

$$S_1 = (h_{3I} + h_{3II})m_v P, \quad (3.34)$$

где $h_{3I} = A \cdot \omega_{cI} \cdot b_1$, $h_{3II} = A \cdot \omega_{cII} \cdot b_2$.

2. Точка M_2 лежит внутри загруженного прямоугольника (б). В данном случае загруженную площадь разбиваем на четыре прямоугольника так, чтобы точка M_2 оказалась угловой. Осадка точки M_2 будет

$$S_2 = (h_{3I} + h_{3II} + h_{3III} + h_{3IV})m_v P, \quad (3.35)$$

где h_{3i} – толщина эквивалентного слоя для соответствующих площадей загрузки.

3. Точка M_3 лежит вне загруженного прямоугольника (в). В этом случае осадка складывается из суммы осадок угловых точек прямоугольников загрузки $I = + aeM_3q$; $II = + qM_3hd$; $III = - beM_3f$; $IV = - fM_3hc$:

$$S_3 = (h_{3I} + h_{3II} - h_{3III} - h_{3IV})m_v P.$$

Мощность каждого эквивалентного слоя h_{3i} определяется по формуле

$$h_{3i} = A\omega_c b_i,$$

где $A\omega_c$ – коэффициент эквивалентного слоя, принимаемый по таблицам в зависимости от отношения сторон рассматриваемого прямоугольника, коэффициента Пуассона и ширины фундамента b .

Метод угловых точек дает возможность учесть разность осадок различных фундаментов и взаимовлияние смежных фундаментов.

Схема на рис. 3.8 позволяет учесть влияние вновь возводимого фундамента B на существующий фундамент A . В результате такого влияния фундамент A наклоняется в сторону фундамента B .

Для вычисления крена необходимо определить осадки в точках M_1 и M_2 , лежащих на контуре рассматриваемого прямоугольника, но за пределами контура загруженного прямоугольника B . В этом случае осадка в точке M_1

$$S_{M_1} = S_c^I + S_c^{II} - S_c^{III} - S_c^{IV},$$

а в точке M_2

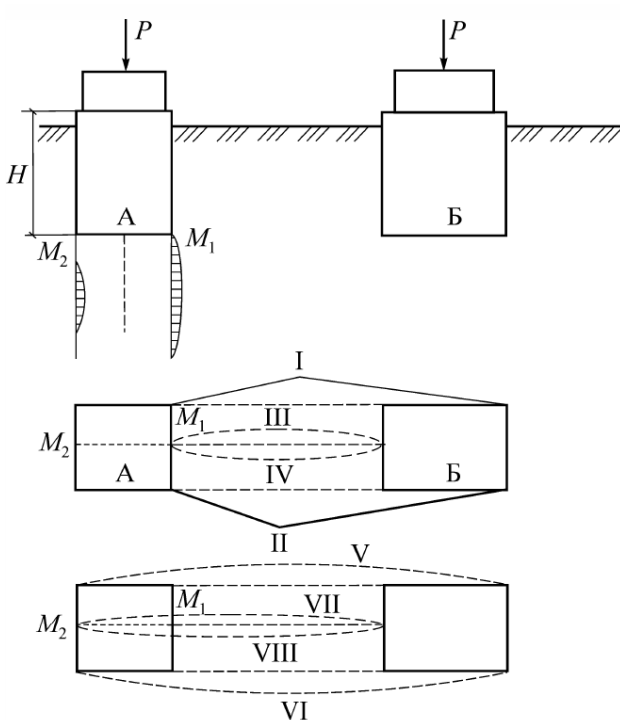


Рис. 3.8. Схема использования метода угловых точек для определения взаимовлияния фундаментов

Крен фундамента f можно найти, отнеся разность осадок сторон фундамента к его ширине

$$f = \frac{S_{M_1} - S_{M_2}}{b}, \quad (3.36)$$

где f – тангенс угла наклона подошвы.

Расчет осадок фундаментов на слоистой толще грунтов. Метод эквивалентного слоя Н.А. Цытовича можно с успехом применять для определения осадки фундаментов на слоистом основании, используя теорему о среднем относительном

коэффициенте сжимаемости. В этом случае криволинейную эпюру дополнительных напряжений по оси фундамента 1 (рис. 3.9) заменяем эквивалентной по площади треугольной эпюрой 2 с вершиной на глубине $2h_3$ от уровня подошвы фундамента. Тогда напряжение в середине каждого слоя

$$\sigma_i = \frac{pz_i}{2h_3}, \quad (3.37)$$

где p – внешнее давление на уровне подошвы фундамента; z_i – расстояние от точки, соответствующей глубине $2h_3$, до середины рассматриваемого слоя.

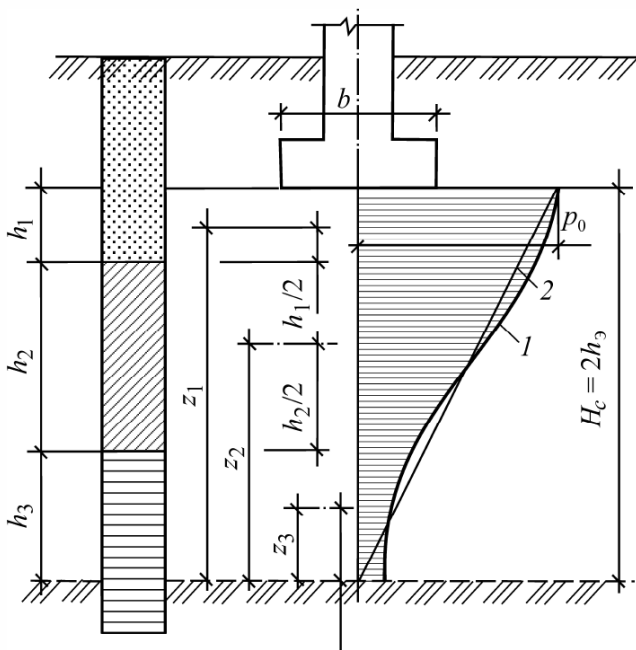


Рис. 3.9. Схема построения эквивалентной эпюры уплотняющих давлений

Если принять средневзвешенное значение коэффициента сжимаемости m_{v_m} , то осадка

$$S = h_3 m_{v_m} p. \quad (3.38)$$

Полная осадка всей активной зоны грунта равна сумме осадок отдельных слоев:

$$S = h_1 m_{v_1} \frac{pz_1}{2h_3} + h_2 m_{v_2} \frac{pz_2}{2h_3} + \dots \quad (3.39)$$

Подставив (3.39) в (3.38), получим

$$h_3 m_{v_m} p = h_1 m_{v_1} \frac{pz_1}{2h_3} + h_2 m_{v_2} \frac{pz_2}{2h_3} + \dots \quad (3.40)$$

Сокращая на p и решая относительно m_{v_m} , получаем

$$m_{v_m} = \sum_{i=1}^{i=n} h_i m_{v_i} z_i / 2h_3^2, \quad (3.41)$$

где m_{v_i} – относительный коэффициент сжимаемости грунта каждого слоя.

Раздел II. МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1. Цель и задачи проекта

Цели выполнения курсового проекта – систематизация и углубление знаний студентов, полученных при изучении курса по дисциплинам «Инженерная геология», «Механика грунтов», «Основания и фундаменты».

При выполнении проекта студент должен:

- оценить и проанализировать инженерно-геологические условия площадки строительства;
- наметить технически целесообразные варианты фундаментов применительно к заданным грунтовым условиям;
- овладеть методиками расчета фундаментов различных типов.

В рамках курсового проекта студент должен рассмотреть два возможных варианта фундаментов:

- 1) фундаменты мелкого заложения: ленточные под несущие стены здания или отдельные под колонны каркасных зданий;
- 2) свайные: с ленточным монолитным ростверком под несущие стены здания или с отдельными монолитными ростверками на куст свай под колонны каркасных зданий.

Выбор экономически выгодного варианта из числа технически целесообразных производится на основании сравнения их по приведенным затратам. В отдельных случаях, в порядке углубления экономического обоснования, можно дополнить сравнение вариантов по трудоемкости и расходу материалов.

Основное внимание при выполнении курсового проекта должно быть уделено анализу совместной работы системы «основание – фундамент – сооружение», оценке влияния деформа-

ций фундаментов на работу надземных конструкций и здания в целом. Поэтому при расчете и конструировании фундамента должны быть грамотно учтены все факторы, влияющие на его работу, – инженерно-геологические и гидрогеологические условия, характер и величина внешних нагрузок, климатические условия, назначение здания и его конструктивная схема и др.

Затраты на устройство основания и фундамента в различных сооружениях колеблются в пределах 10–35 % от общей стоимости строительно-монтажных работ. Поэтому экономичность сооружения в значительной степени зависит от выбора рациональной конструкции фундамента и эффективного использования несущей способности основания.

Выполнение студентом данного курсового проекта способствует закреплению навыков проектирования сооружений.

2. Порядок выполнения курсового проекта

В процессе работы над проектом необходимо:

1. Произвести сбор исходных данных для выполнения проекта.
2. Дать оценку инженерно-геологических условий строительной площадки по данным инженерно-геологических изысканий и результатам определений показателей физико-механических свойств грунтов.
3. Выбрать варианты фундаментов.
4. Произвести сбор нагрузок, действующих на фундаменты.
5. Обосновать глубину заложения фундаментов и другие параметры с учетом всех влияющих факторов.
6. Определить размеры фундаментов, отвечающие требованиям двух групп предельных состояний.
7. Вычислить ожидаемые осадки фундаментов.
8. На основании сравнения вариантов выбрать экономически выгодные и технически целесообразные виды фундаментов.
9. Выполнить конструирование фундаментов.

Любой из курсовых проектов может быть дополнен теоретическими или экспериментальными исследованиями. Теоретические исследования заключаются в анализе результатов расчетов, выполненных по различным методикам. При экспериментальных исследованиях могут быть определены физико-механические свойства грунтов в полевых и лабораторных условиях (на базе кафедры), произведены наблюдения за деформациями сооружений, замеры давлений грунтов на ограждение, разработаны новые конструкции фундаментов и др.

3. Состав курсового проекта

Курсовой проект должен состоять из графической части и пояснительной записки.

Пояснительная записка оформляется на формате А4, шрифтом высотой 14 пт, одинарный интервал. Объем пояснительной записки 30–50 листов. Графическая часть выполняется на листах формата А1, объем 2 листа.

Пояснительная записка в общем случае должна иметь следующую структуру:

1. Титульный лист (пример оформления – рис. А.1).
2. Содержание.
3. Введение.
4. Краткое описание объекта.
5. Анализ инженерно-геологических и гидрологических условий.
 - 5.1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов.
 - 5.2. Определение глубины сезонного промерзания грунтов.
 - 5.3. Выбор типа фундамента и основания.
 - 5.4. Сбор нагрузок на проектируемый фундамент.
6. Проектирование фундаментов мелкого заложения.
 - 6.1. Назначение глубины заложения фундамента.

6.2. Определение размеров подошвы фундаментов с проверкой краевых давлений на грунт.

6.3. Расчет осадок фундамента.

6.4. Проверка давления по слабому подстилающему слою.

6.5. Расчет основания по несущей способности.

7. Проектирование свайных фундаментов.

7.1. Подбор типа и конструкции свай.

7.2. Определение несущей способности сваи.

7.3. Определение требуемого количества свай и конструирование ростверка.

7.4. Расчет осадки свайного фундамента.

7.5. Подбор сваебойного оборудования для погружения свай.

7.6. Расчет проектного отказа свай.

8. Список использованной литературы.

Графическая часть включает следующую информацию:

1. Фундамент мелкого заложения (рис. А.6, А.7).

1.1. План фундаментов (рис. А.15, А.19).

1.2. Продольный и поперечный разрезы рассчитанного фундамента (рис. А.16, А.20).

1.3. Развертка сборных фундаментов (рис. А.17).

1.4. Выкопировка из генплана и инженерно-геологический разрез (рис. А.8, А.9).

1.5. Опалубочные чертежи рассчитанной конструкции фундамента (рис. А.21).

1.6. Спецификации на материалы и конструкции для рассчитанного фундамента (рис. А.18).

2. Свайный фундамент (рис. А.22).

2.1. План свайного поля и ростверка с обозначением разбивочных осей, маркировкой конструкций (рис. А.23, А.24, А.28, А.29).

2.2. Поперечный разрез рассчитанного фундамента (рис. А.25, А.30).

2.3. Детали сопряжения свай с ростверком (рис. А.26).

2.4. Спецификации на материалы и конструкции для рассчитанного фундамента (рис. А.27).

2.5. Выкопировка из генплана и инженерно-геологический разрез (рис. А.8, А.9).

Данные чертежей и пояснительной записки должны быть строго увязаны между собой. Более полные требования к оформлению и содержанию разделов курсового проекта приведены в соответствующих разделах пособия.

Проектирование оснований зданий и сооружений, а также конструирование фундаментов рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями следующих нормативных документов согласно постановлению Правительства Российской Федерации от 4 июля 2020 г. № 985 (URL: <https://faufcc.ru/upload/-iblock/1e3/pprf985.pdf>):

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.
2. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.
3. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений.
4. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты.
5. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии.
6. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

Дополнительно можно использовать следующие документы:

1. ТСН 22-304-06. Проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений на закарстованных территориях Пермского края.

2. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83*).

3. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84).

Оформление пояснительной записки и чертежей рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями следующих нормативных документов:

1. ГОСТ 2.105-95 ЕСКД. Общие требования к текстовым документам.
2. ГОСТ 2.301-68* ЕСКД. Форматы.
3. ГОСТ 2.302-68* ЕСКД. Масштабы.
4. ГОСТ 2.304-81* ЕСКД. Шрифты чертежные.
5. ГОСТ 21.1101-2009 СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации.

4. Исходные данные для курсового проектирования

В практике работы проектных организаций данные, используемые при проектировании оснований, фундаментов и подземных частей сооружений, многочисленны и разнообразны.

Для выполнения данного курсового проекта исходными данными являются:

1. «Задание на выполнение сквозного проектирования бакалавра», включающее:
 - схемы сооружения (план и разрез);
 - назначение здания;
 - необходимые планировочные размеры здания (размеры в осях здания, высотные отметки);
 - место (город) строительства объекта.
2. Таблица физико-механических характеристик грунтов, слагающих толщу основания строительной площадки, на которой возводится сооружение. Принято считать, что как минимум две буровые скважины характеризуют грунтовое основание.

Помимо характеристик грунтов, в таблице приведены мощность грунтовых напластований; положение уровня грунтовых вод на площадке строительства; абсолютные высотные отметки устья буровых скважин, что позволяет привязать здание к местности.

Варианты таблиц с физико-механическими характеристиками грунтов приведены в прил. Б настоящего пособия. Номер варианта выдается преподавателем по курсовому проектированию.

3. Расчетное сечение для выполнения вариантного проектирования фундаментов. Расчетное сечение назначается преподавателем по курсовому проектированию на основании «Задания на выполнение сквозного проектирования бакалавра».

4. Значение абсолютной отметки соответствующей относительной отметке $+0,000$ здания (уровень чистого пола 1-го этажа). Значение принимается равным минимальной абсолютной высотной отметке устья буровой скважины плюс $0,5$ м.

5. Краткая характеристика объекта

На основании «Задания на выполнение сквозного проектирования бакалавра» в пояснительной записке приводится следующая основная информация по объекту:

1. Назначение объекта, место строительства.

2. Объемно-планировочное решение: этажность, габаритные размеры здания, наличие подвала, чердака, технических этажей, высота этажей, назначение помещений здания.

3. Конструктивное решение: описание основных несущих конструкций здания (стены, колонны, перекрытия, покрытие, кровля, перегородки, полы) с указанием их характерных размеров и материалов.

В пояснительную записку вставляются:

1. План 1-го этажа (либо подвала, согласовывается с преподавателем) с указанием размеров здания в осях, расчетного сечения, габаритных размеров конструкций, попадающих в расчетное сечение.

2. Разрез здания по расчетному сечению с указанием высотных отметок, составов перекрытий и покрытия здания.

План и разрез берутся из курсового проекта по архитектуре. Пример оформления плана и разрезов здания приведен на рис. А.2–А.4.

6. Анализ инженерно-геологических и гидрологических условий площадки

6.1. Построение инженерно-геологического разреза

Оценку инженерно-геологических условий строительной площадки следует начинать с построения выкопировки с генплана и инженерно-геологического разреза.

На выкопировке с генплана указываются контур здания, главные оси, фактические и проектируемые отметки углов здания, положение выработок с указанием привязки к осям здания и фактических отметок.

По данным колонок скважин строится инженерно-геологический разрез, на котором отмечают напластование, толщину и абсолютные отметки отдельных слоев грунта, уровень подземных вод. Расстояния между выработками берутся непосредственно с выкопировки, а толщина пластов грунта – с литологических колонок.

Положение выработок в плане принимается условно. При отсутствии иных указаний в «Задании на выполнение сквозного проектирования бакалавра» проектируемые отметки углов здания принимаются равными фактическим и назначаются исходя из абсолютных отметок выработок, приведенных в задании.

По мере выполнения расчетов по данному пособию на инженерно-геологическом разрезе схематично отображается положение запроектированных фундамента мелкого заложения и свайного фундамента.

Пример оформления выкопировки из генплана и инженерно-геологического разреза здания, применяемые условные обозначения приведены на рис. А.8–А.10.

6.2. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов

Для каждого слоя грунта (инженерно-геологического элемента) по заданным в таблицах из прил. Б основным показателям определяют ряд расчетных характеристик [23].

1. Плотность скелета грунта ρ_d , кг/м³:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}, \quad (6.1)$$

где ρ – плотность грунта, кг/м³; w – влажность грунта, д.е.

2. Число пластичности I_p , д.е.:

$$I_p = w_L - w_p, \quad (6.2)$$

где w_L – влажность на границе текучести, д.е.; w_p – влажность на границе раскатывания, д.е.

3. Показатель текучести I_L , д.е.:

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}. \quad (6.3)$$

4. Коэффициент пористости e , д.е.:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (6.4)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, кг/м³.

5. Коэффициент водонасыщения S_r , д.е.:

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}, \quad (6.5)$$

где ρ_w – плотность воды, принимаемая 1000 кг/м³.

6. Удельный вес γ , кН/м³:

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (6.6)$$

где g – ускорение силы тяжести (условно принять 10 м/с^2).

7. Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии γ_{sb} , кН/м^3 :

$$\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e}. \quad (6.7)$$

Пылевато-глинистые грунты с $I_L \leq 0,25$ считаются водоупором, γ_{sb} для них не рассчитывается.

На основании рассчитанных показателей определяется расчетное сопротивление грунтов (R_0) всех инженерно-геологических элементов (ИГЭ) согласно прил. Б, СП 22.13330.2016 [9].

В заданиях для торфа приведена объемная влажность грунта $w_{об}$. Для выполнения расчетов предварительно определяется весовая влажность. Данные величины связаны формулой

$$w = \frac{\rho_w w_{об}}{\rho_d}. \quad (6.8)$$

Преобразовав данную формулу, можно получить следующее выражение:

$$w = \frac{\rho_w w_{об}}{\rho - \rho_w w_{об}}. \quad (6.9)$$

По рассчитанным показателям пылевато-глинистых и песчаных грунтов уточняется их наименование согласно прил. Б, ГОСТ [23].

Вид пылевато-глинистого грунта (супесь, суглинок, глина) определяется по числу пластичности, а его состояние – по показателю текучести (прил. Б, варианты 16 и 19, ГОСТ [23]).

Крупнообломочные и песчаные грунты разделяются на виды по гранулометрическому составу, степени влажности и ко-

эффиценту пористости (прил. Б, варианты 9, 11 и 12 соответственно [23]).

Наименования крупнообломочных и песчаных грунтов дополняются указанием о степени их неоднородности. При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного или глинистого заполнителя указывается наименование вида заполнителя.

В дальнейших расчетах и на геологических разрезах следует использовать уточненные расчетом наименования грунтов всех инженерно-геологических элементов в пределах сжимаемой толщи.

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов. Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики грунтов – угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c , модуль деформации дисперсных грунтов E , предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c .

Характеристики грунтов природного сложения, а также искусственного происхождения определяются, как правило, на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях.

На основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в ГОСТ 20522-2012 [21], устанавливаются нормативные и расчетные значения характеристик грунтов.

Расчетные значения характеристик грунтов φ , c и γ для расчетов по несущей способности обозначают φ_I , c_I и γ_I , а по деформациям – φ_{II} , c_{II} и γ_{II} .

Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунтов X , определяемых по формуле

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}, \quad (6.10)$$

где X_n – нормативное значение данной характеристики; γ_g – коэффициент надежности по грунту.

Коэффициент надежности по грунту при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (φ , c , γ , R_c) устанавливаются в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности α [21]. Для прочих характеристик грунта допускается принимать γ_g равным 1.

Нормативные значения φ , c , E допускается принимать по таблицам прил. А [9]. Расчетные значения характеристик в этом случае принимают при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

- в расчетах оснований по деформациям $\gamma_g = 1$;
- расчетах оснований по несущей способности:
 - для удельного сцепления $\gamma_g = 1,5$;
 - угла внутреннего трения:
 - песчаных грунтов $\gamma_g = 1,1$;
 - глинистых грунтов $\gamma_g = 1,15$.

В вариантах заданий для выполнения курсового проекта (прил. Б) приведены расчетные значения сцепления и угла внутреннего трения (φ_{II} и c_{II}) и нормативное значение плотности (ρ). В учебных целях для выполнения расчетов значения φ_I , c_I принять равными φ_{II} , c_{II} соответственно, значения ρ_I и ρ_{II} принять равными ρ .

Пример 6.1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов

Задача: Уточнить наименование и определить характеристики инженерно-геологических элементов для варианта 31 прил. Б.

Исходные физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 6.1.

Таблица 6.1

Физико-механические характеристики грунтов

Наименование грунта	ρ_{s_s} , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ_s , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град	E , МПа
Песок мелкий аллювиальный	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4
Торф	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0
Суглинок озерно- аллювиальный	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8

* – дана объёмная влажность торфа.

1. Песок мелкий аллювиальный.

Плотность скелета грунта

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{2,02}{1+0,21} = 1,67 \text{ т/м}^3.$$

Коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,67 - 1,67}{1,67} = 0,60 \text{ д.е.} \rightarrow \text{плотный (прил. Б, ва-}$$

риант 12 [23]).

Коэффициент водонасыщения

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,67}{0,60 \cdot 1} = 0,93 \text{ д.е.} \rightarrow \text{водонасыщенный}$$

(прил. Б, вариант 11 [23]).

Удельный вес $\gamma = \rho \cdot g = 2,02 \cdot 10 = 20,2 \text{ кН/м}^3$.

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии γ_{sb} ,

$$\text{кН/м}^3: \gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1+e} = \frac{10(2,67 - 1)}{1+0,60} = 10,43 \text{ кН/м}^3.$$

Расчетное сопротивление $R_0 = 300 \text{ кПа}$ (прил. Б [9]).

Заключение: ИГЭ-1 – песок мелкий, плотный, водонасыщенный.

2. Торф.

Влажность грунта

$$w = \frac{\rho_w w_{об}}{\rho - \rho_w w_{об}} = \frac{1 \cdot 0,75}{1,2 - 1 \cdot 0,75} = 1,67 \text{ д.е.}$$

Плотность скелета грунта $\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,2}{1 + 1,67} = 0,45 \text{ т/м}^3$.

Коэффициент пористости $e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{1,9 - 0,45}{0,45} = 3,22 \text{ д.е.}$

Коэффициент водонасыщения $S_r = \frac{w \rho_s}{e \rho_w} = \frac{1,67 \cdot 1,90}{3,22 \cdot 1} =$

$= 0,99 \text{ д.е.} \rightarrow$ водонасыщенный (прил. Б, вариант 11 [23]).

Удельный вес $\gamma = \rho \cdot g = 1,20 \cdot 10 = 12,0 \text{ кН/м}^3$.

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии γ_{sb} ,

кН/м^3 : $\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e} = \frac{10(1,90 - 1)}{1 + 3,22} = 2,13 \text{ кН/м}^3$.

Заключение: ИГЭ-2 – торф водонасыщенный.

Расчетное сопротивление R_0 для торфа не нормируется.

3. Суглинок озерно-аллювиальный.

Плотность скелета грунта $\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,84}{1 + 0,21} = 1,52 \text{ т/м}^3$.

Число пластичности $I_p = w_L - w_p = 0,25 - 0,17 = 0,08 \text{ д.е.} \rightarrow$ суглинок (прил. Б, вариант 16 [23]).

Показатель текучести $I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{0,21 - 0,17}{0,17} = 0,24 \text{ д.е.} \rightarrow$

полутвердый (прил. Б, вариант 19 [23]).

Коэффициент пористости $e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,64 - 1,52}{1,52} = 0,74 \text{ д.е.}$

Коэффициент водонасыщения $S_r = \frac{w \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,64}{0,74 \cdot 1} =$

$= 0,75 \text{ д.е.}$

Удельный вес $\gamma = \rho \cdot g = 1,84 \cdot 10 = 18,4 \text{ кН/м}^3$.

Таблица 6.2

Физико-механические характеристики грунтов

Наименование грунта	$\rho_s, \text{т/м}^3$	$\rho_b, \text{т/м}^3$	$\rho, \text{т/м}^3$	γ_b γ_b кН/м^3	$\gamma_{об}$ $\gamma_{об}$ кН/м^3	w	S_p д.с.	ϵ д.с.	I_p	I_L	c_b $c_{лр}, \text{кПа}$	ϕ_b ϕ_b град	$R_b, \text{кПа}$	E_s МПа
Песок мелкий, плотный, водонасыщенный	2,67	1,67	2,02	20,2	10,43	0,21	0,93	0,60	—	—	2	30	300	18,4
Торф водонасыщенный	1,90	0,45	1,2	12,0	2,13	1,67	0,99	3,22	—	—	—	28	—	2,0
Суглинок полутвердый	2,64	1,52	1,84	18,4	9,42	0,21	0,75	0,74	0,08	0,24	19	19	226	6,8

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии γ_{sb} ,
кН/м³: $\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e} = \frac{10(2,64 - 1)}{1 + 0,74} = 9,42 \text{ кН/м}^3$.

Расчетное сопротивление грунтов $R_0 = 225,57$ кПа (прил. Б [9]).

Заключение: ИГЭ-3 – суглинок полутвердый.

Результаты расчетов сводятся в табл. 6.2.

6.3. Определение глубины сезонного промерзания грунтов

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

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

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (6.11)$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по табл. 5.1 [14], а при отсутствии в них данных для конкретного пункта или района строительства – по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства; d_0 – величина, м, принимаемая равной:

- для суглинков и глин – 0,23;
- супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28;
- песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30;
- крупнообломочных грунтов – 0,34.

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

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта d_f , м, определяется по формуле

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (6.12)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый: для наружных фундаментов отапливаемых сооружений – по табл. 5.2 [9]; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.

Расчетная глубина промерзания должна определяться теплотехническим расчетом в случае применения постоянной теплозащиты основания, а также если тепловой режим проектируемого сооружения может существенно влиять на температуру грунтов (холодильники, котельные и т. п.).

Полученная расчетная глубина сезонного промерзания грунта отображается на инженерно-геологическом разрезе.

Пример 6.2. Определение глубины сезонного промерзания грунтов

Задача: Определить расчетную глубину сезонного промерзания грунтов.

Исходные данные:

1. Инженерно-геологические условия – прил. Б, вариант 31.
2. Место строительства – г. Челябинск.
3. Здание с эксплуатируемым подвалом, среднесуточная температура воздуха помещения $+18$ °С.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{56,6} = 2,11 \text{ м,}$$

$$d_0 = 0,28 \text{ для песков мелких.}$$

Безразмерный коэффициент определяется по табл. 5.1 [14]:

$$M_t = 15,8 + 14,3 + 7,4 + 6,2 + 12,9 = 56,6.$$

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_f = k_h d_{fn} = 0,5 \times 2,11 = 1,06 \text{ м},$$

$k_h = 0,5$ по табл. 5.2 [9].

6.4. Выбор типа фундамента и основания

При проектировании оснований и фундаментов необходимо стремиться к максимальному использованию прочностных и деформационных свойств грунтов и материала фундаментов, достижению минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости. Выбор основания производится в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки и конструктивных особенностей проектируемого сооружения.

По рекомендациям настоящего раздела производится выбор типов фундаментов и рабочего несущего слоя грунта, назначаются предварительные размеры фундаментов по высоте (предварительная глубина заложения фундамента и глубина погружения свай).

В пособии рассматривается проектирование двух типов фундаментов – мелкого заложения и свайных фундаментов.

Фундамент мелкого заложения

Фундамент мелкого заложения под колонны – отдельно стоящий, прямоугольной или квадратной формы в плане. Для железобетонных колонн заводского изготовления строят фундаменты стаканного типа [30]. Сопряжение колонны с фундаментом осуществляется за счет установки колонны в стакан подколонника фундамента с последующей заделкой стыка бетоном. Для сопряжения с монолитными колоннами в подколоннике предусматриваются арматурные выпуски.

Отметка обреза фундамента проектируется на уровне пола подвала. Для бесподвальных зданий – на 0,15 м ниже планировочной отметки рельефа.

Минимальные размеры в плане сборного фундамента стаканного типа составляют 1,2×1,2 м, максимальные – 2,4×2,7 м при высоте фундамента 0,9 м. Для увеличения площади подошвы фундамент проектируют монолитный стаканного типа, типоразмеры можно применять по типовым сериям [30]. Толщина плиты назначается не менее 0,3 м.

Монолитный фундамент проектируется из подколонника и нескольких ступеней. Количество ступеней зависит от требуемой площади подошвы фундамента. Высота подколонника, ширина и высота ступеней, как правило, проектируются кратными 0,3 м. При соответствующем обосновании в случае массового применения или для отдельных индивидуальных фундаментов разрешается принимать размеры, кратные 100 мм, в соответствии с ГОСТ 34329-2017 «Опалубка. Общие технические условия» [33].

Фундамент мелкого заложения под стены здания проектируется ленточный, монолитный или из сборных элементов. Ширина сборных фундаментных подушек 0,6–3,2 м [19]. При ширине фундамента менее 2 м высота – 0,3 м, более 2 м – 0,5 м. Стены подвала проектируются из фундаментных блоков шириной 0,3–0,6 м (кратно 0,1 м) и высотой 0,3 или 0,6 м [18]. Как правило, стены подвала выполняются из фундаментных блоков до низа плит перекрытия 1-го этажа.

Глубину заложения фундамента от пола подвала рекомендуется принимать не менее 0,5 м. При меньшей глубине заложения в дальнейшем необходимо выполнить обосновывающий расчет по несущей способности.

В качестве рабочего слоя рекомендуется принимать ИГЭ с расчетным сопротивлением $R_0 \geq 150$ кПа. Заглубление фундамента в рабочий слой не менее 0,15 м. Мощность рабочего слоя под подошвой фундамента должна составлять не менее 1,0 м.

Если под рабочим слоем расположен слой с более низкими прочностными и деформационными характеристиками, в дальнейшем необходимо произвести проверку прочности подстилающего слоя.

Предварительно назначенная глубина заложения фундамента d должна быть не менее расчетной глубины сезонного промерзания d_f .

Свайный фундамент

В курсовом проекте проектируется свайный фундамент из забивных свай призматического сечения.

Фундамент под колонны проектируют из куста свай, объединённых монолитным ростверком, выполненного из плиты и подколонника. Для сборных железобетонных колонн предусматривают подколонник стаканного типа. Сопряжение с монолитными колоннами осуществляется за счет выпусков арматуры.

Размеры ростверка в плане должны приниматься кратными 30 см, а по высоте – 15 см. Конструктивную высоту ростверка назначают на 40 см больше глубины стакана [10]. Глубина стакана для колонн сечением 40×40 см составляет 0,6–0,8 м. Отметка обреза подколонника проектируется аналогично фундаментам мелкого заложения.

Для зданий с несущими стенами, как правило, применяют ленточные ростверки с одно- или многорядным расположением свай. Ширина ростверка зависит от числа свай в поперечном сечении и ширины несущей стены [10]. Высота ростверка определяется расчетом и составляет не менее 0,5–0,6 м. Стены подвала выполняются из фундаментных блоков аналогично фундаментам мелкого заложения.

В зданиях с подвалом ростверк проектируется на уровне пола подвала, в безподвальных – на 0,15 м ниже планировочной отметки. При наличии технического подполья возможно выполнение высокого ростверка, в этом случае опирание плит перекрытия 1-го этажа производится непосредственно на ростверк.

При назначении глубины заложения подошвы ростверка учитывается расчетная глубина сезонного промерзания грунтов. Для предотвращения воздействия сил морозного пучения подошву ростверка проектируют ниже глубины промерзания или предусматривают конструктивные мероприятия. В качестве конструктивных мероприятий можно выполнить зазор на высоту морозного пучения под ростверком, произвести замену грунта на непучинистый или уложить теплоизоляционный слой.

Для предварительного выбора принимаются призматические сваи заводского изготовления длиной 3–28 м (шаг 1,0 м), сечением 30×30, 35×35, 40×40 см [31; 32]. Рекомендуется в рамках выполнения курсового проекта предварительно принимать сваи сечением 30×30 см как наиболее часто применяемые в строительстве жилых зданий.

Длина свай предварительно назначается из анализа инженерно-геологического разреза. Нижний конец свай, как правило, следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов. При этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, должно быть: в крупнообломочные, гравелистые, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ – не менее 0,5 м, а в другие дисперсные грунты – не менее 1,0 м. Опирающие нижних концов буровых свай на рыхлые пески и глинистые грунты текучей консистенции, илы, торфы не допускается [10].

Сопряжение свайного ростверка со сваями допускается предусматривать как свободно опирающимся, так и жестким. Свободное опирание при монолитных ростверках выполняется путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 5–10 см. Жесткое сопряжение свайного ростверка со сваями предусматривается в случае, когда: стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.п.); на сваю действуют горизонтальные нагрузки; сваи работают на выдергивающие нагрузки и др. [10].

Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком выполняется с заделкой головы сваи в ростверк на глубину, соответствующую длине анкеровки арматуры, или с заделкой в ростверк выпусков арматуры на длину их анкеровки [10].

Номенклатура сборных и монолитных конструкций фундаментов приведена в прил. В.

На основе анализа показателей свойств грунтов, предварительно назначенной глубины заложения фундаментов необходимо дать заключение о пригодности грунтов строительной площадки в качестве естественного основания для проектирования фундаментов здания или сооружения.

В инженерно-геологическом заключении необходимо отразить:

1) рекомендации по выбору рабочего слоя грунта для варианта ленточных или отдельно стоящих фундаментов;

2) рекомендации по предполагаемой глубине забивки свай в варианте свайных фундаментов;

3) сведения о глубине горизонта подземных вод и его влиянии на особенности производства работ нулевого цикла. Если горизонт подземных вод ниже отметки дна котлована на 0,5–1,0 м, то условия производства работ по отрывке котлована считаются благоприятными. В противном случае необходимо предусмотреть мероприятия по водопонижению;

4) привести схемы с предварительно назначенными размерами фундаментов.

Пример 6.3. Выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю несущую стену

Задача: произвести выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю несущую стену.

Дано:

1. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.8 и А.9.

2. Здание с эксплуатируемым подвалом (рис. А.2 и А.3).

Расчетное сечение 1.

3. Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = 1,06$ м (см. пример 6.2).

Фундамент мелкого заложения

1. Стену подвала проектируем из фундаментных стеновых блоков. Высота подвала $2,4 - 0,25 = 2,15$ м (рис. А.11). Принимаем 4 ряда блоков по 0,6 м (табл. В.2) общей высотой $2,4 \text{ м} > 2,15 \text{ м}$. Ширину блоков назначаем 0,4 м, исходя из толщины стены (0,38 м).

2. Фундамент принимаем ленточный из сборных элементов (ФЛ), высотой 0,3 м. Отметка подошвы фундамента $(-0,250) - 2,4 - 0,3 = -2,950$ (FL) \rightarrow абсолютная $126,1 - 2,95 = = 123,15$.

3. Минимальная планировочная отметка (рис. А.7) 125,2 (DL). Глубина заложения фундамента $d = 125,2 - 123,15 = = 2,05 \text{ м} > d_f = 1,06 \text{ м}$.

4. Глубина заложения фундамента от пола подвала $2,95 - 2,4 = 0,55 \text{ м} > 0,5 \text{ м} \rightarrow$ расчет на выпор грунта не требуется.

5. ИГЭ-1 Песок мелкий, плотный, водонасыщенный. Расчетное сопротивление $R_0 = 300 \text{ кПа} > 150 \text{ кПа} \rightarrow$ подходит в качестве рабочего слоя.

Мощность слоя $5,2 - 6,8 \text{ м}$. Абсолютные отметки подошвы слоя $120,0 - 118,8 \rightarrow$ максимальная 120,0. Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы рабочего слоя $123,15 - 120,0 = 3,15 \text{ м} > 1,0 \text{ м} \rightarrow$ выбираем ИГЭ-1 в качестве рабочего слоя для фундамента мелкого заложения.

Свайный фундамент

1. Стену подвала проектируем из фундаментных стеновых блоков. Высота подвала $2,4 - 0,25 = 2,15$ м (рис. А.12). Принимаем 4 ряда блоков по 0,6 м общей высотой $2,4 \text{ м} > 2,15 \text{ м}$. Ширину блоков назначаем 0,4 м, исходя из толщины стены (0,38 м).

2. Ростверк принимаем монолитный ленточный высотой 0,5 м. Отметка заложения подошвы ростверка $(-0,25) - 2,4 - 0,5 = = -3,150 \rightarrow$ абсолютная $126,1 - 3,15 = 122,95$.

3. Минимальная планировочная отметка (рис. А.7) 125,2 (DL). Глубина заложения подошвы ростверка $125,2 - 122,95 = 2,25$ м $> d_f = 1,06$ м \rightarrow конструктивных мероприятий по предотвращению действия сил морозного пучения не требуется.

4. Определяем длину сваи: минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы ИГЭ-1 $122,95 - 120,0 = 2,95$ м. Минимальная длина свай 3,0 м (табл. В.4 и В.5) \rightarrow сваи необходимо заглубить в ИГЭ-2.

ИГЭ-2. Торф водонасыщенный \rightarrow опирание сваи на слабый грунт не допускается \rightarrow сваи необходимо заглубить в ИГЭ-3.

ИГЭ-3. Суглинок. Консистенция – полутвердый \rightarrow можно использовать для опирания свай. $I_L = 0,24 > 0,1$ \rightarrow величина заделки сваи не менее 1,0 м.

Абсолютные отметки кровли ИГЭ-3:

скв. 1: $125,2 - 5,2 - 2,05 = 117,95$,

скв. 2: $125,6 - 6,8 - 0,9 = 117,9$ \rightarrow минимальная.

Абсолютная отметка острия сваи $117,9 - 1,0 = 116,9$. Расстояние от подошвы ростверка до острия сваи $122,95 - 116,9 = 6,05$ м.

Поскольку свая прорезает слабый грунт (торф), предусматриваем жесткое сопряжение ростверка и сваи за счет анкеровки выпусков свай. Величина заделки сваи в ростверк 0,05 м, максимальная длина выпусков $0,5 - 0,05 = 0,45$ м.

Длина сваи: $0,05 + 0,45 + 6,05 = 6,55$ м \rightarrow принимаем сваю длиной 7,0 м.

Корректируем отметку острия сваи: $122,95 - 7,0 + 0,05 + 0,45 = 116,45$.

Минимальная величина заделки в ИГЭ-3: $117,8 - 116,45 = 1,35$ м.

Анализ гидрогеологических условий:

1. Требуемая абсолютная отметка дна котлована при устройстве фундаментов:

фундамент мелкого заложения – 123,15;

свайный фундамент – 122,95.

2. Абсолютная отметка УГВ:

скв. 1: $125,2 - 3,2 = 122,0 \rightarrow$ максимальная;

скв. 2: $125,6 - 4,7 = 120,9$.

3. Поскольку УГВ расположен на 0,95 м ниже дна вскрываемого котлована, мероприятия по водопонижению и водоотводу во время выполнения СМР не требуются. Условия для производства работ нулевого цикла – благоприятные.

Заключение:

1. В качестве рабочего слоя для ленточного фундамента мелкого заложения рекомендуется принять ИГЭ-1. Песок мелкий, плотный, водонасыщенный.

2. Для варианта свайного фундамента рекомендуется принять сваи длиной не менее 7,0 м с заглублением в ИГЭ-3. Суглинок полутвердый.

3. Условия для производства работ нулевого цикла – благоприятные, мероприятия по водопонижению и водоотводу на время выполнения СМР не требуются.

4. Схемы с предварительно назначенными размерами фундаментов приведены на рис. А.11 и А.12.

Пример 6.4. Выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю колонну здания

Задача: произвести выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю колонну здания.

Дано:

1. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.8 и А.9.

2. Здание с эксплуатируемым подвалом (рис. А.2 и А.4).

Расчетное сечение 2.

3. Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = 1,06$ м (см. пример 6.2).

Фундамент мелкого заложения

1. Фундамент под колонну принимаем отдельный типовой монолитный. По табл. В.1 принимаем фундамент Ф.2.1.1 высотой $h_f = 1,5$ м (рис. А.13).

2. Отметку обреза фундамента принимаем равной отметке пола $-2,400$, абсолютная $123,7$. Абсолютная отметка подошвы фундамента $123,7 - 1,5 = 122,2$ (FL).

3. Минимальная планировочная отметка $125,2$ (DL). Глубина заложения фундамента $d = 125,2 - 122,2 = 3,0$ м $> d_f = 1,06$ м.

4. ИГЭ-1. Песок мелкий, плотный, водонасыщенный. Расчетное сопротивление $R_0 = 300$ кПа > 150 кПа \rightarrow подходит в качестве рабочего слоя.

Мощность слоя $5,2 - 6,8$ м. Абсолютные отметки подошвы слоя $120,0 - 118,8 \rightarrow$ максимальная $120,0$. Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы рабочего слоя $122,2 - 120,0 = 2,2$ м $> 1,0$ м \rightarrow выбираем ИГЭ-1 в качестве рабочего слоя для фундамента мелко заложения.

Свайный фундамент

1. Ростверк принимаем монолитный из плитной части высотой $0,6$ м и подколонником высотой $0,6$ м. Общая высота ростверка $1,2$ м.

2. Отметку обреза ростверка принимаем равной отметке пола $-2,400$, абсолютная $123,7$. Абсолютная отметка подошвы ростверка $123,7 - 1,2 = 122,5$ (FL).

3. Минимальная планировочная отметка $125,2$ (DL). Глубина заложения подошвы ростверка $125,2 - 122,5 = 2,7$ м $> d_f = 1,06$ м \rightarrow конструктивных мероприятий по предотвращению действия сил морозного пучения не требуется.

4. Определяем длину свай: минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы ИГЭ-1: $122,5 - 120,0 = 2,5$ м. Минимальная длина свай $3,0$ м [табл. В.4 и В.5] \rightarrow сваи необходимо заглубить в ИГЭ-2.

ИГЭ-2: Торф водонасыщенный \rightarrow опирание свай на слабый грунт не допускается \rightarrow сваи необходимо заглубить в ИГЭ-3.

ИГЭ-3. Суглинок. Консистенция – полутвердый \rightarrow можно использовать для опирания свай. $I_L = 0,24 > 0,1 \rightarrow$ величина заделки свай не менее $1,0$ м.

Абсолютные отметки кровли ИГЭ-3:

скв. 1: $125,2 - 5,2 - 2,05 = 117,95$,

скв. 2: $125,6 - 6,8 - 0,9 = 117,9 \rightarrow$ минимальная.

Абсолютная отметка острия сваи $117,9 - 1,0 = 116,9$. Расстояние от подошвы ростверка до острия сваи $122,5 - 116,9 = 5,6$ м.

Поскольку свая прорезает слабый грунт (торф), предусматриваем жесткое сопряжение ростверка и сваи за счет анкеровки выпусков свай. Величина заделки сваи в ростверк $0,05$ м, максимальная длина выпусков $0,6 - 0,05 = 0,55$ м ($0,6$ – высота плитной части ростверка).

Длина сваи: $0,05 + 0,55 + 5,6 = 6,2$ м \rightarrow принимаем сваю длиной $7,0$ м.

Корректирует отметку острия сваи: $122,5 - 7,0 + 0,05 + 0,55 = 116,1$.

Минимальная величина заделки в ИГЭ-3 $117,8 - 116,1 = 1,7$ м.

Анализ гидрогеологических условий:

1. Требуемая абсолютная отметка дна котлована при устройстве фундаментов:

фундамент мелкого заложения – $122,2$;

свайный фундамент – $122,5$.

2. Абсолютная отметка УГВ:

скв. 1: $125,2 - 3,2 = 122,0 \rightarrow$ максимальная,

скв. 2: $125,6 - 4,7 = 120,9$.

3. Поскольку УГВ расположен на $0,2 - 0,5$ м ниже дна вскрываемого котлована, необходимо предусмотреть мероприятия по водопонижению или водоотводу на время выполнения СМР. Условия для производства работ нулевого цикла – неблагоприятные.

Заключение:

1. В качестве рабочего слоя для ленточного фундамента мелкого заложения рекомендуется принять ИГЭ-1. Песок мелкий, плотный, водонасыщенный.

2. Для варианта свайного фундамента рекомендуется принять сваи длиной не менее $7,0$ м с заглублением в ИГЭ-3. Суглинок полутвердый.

3. Условия для производства работ нулевого цикла – неблагоприятные, при выполнении СМР предусмотреть мероприятия по водопонижению или водоотводу.

4. Схемы с предварительно назначенными размерами фундаментов приведены на рис. А.13 и А.14.

7. Определение нагрузок, действующих на фундаменты сооружений

Сбор нагрузок, действующих на фундаменты сооружения, производится для расчетного сечения, заданного в курсовом проекте в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 [7].

Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, устанавливаются расчетом исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания.

Расчет фундаментов производят на действие расчетных нагрузок, определяемых умножением их нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают при расчете оснований:

- по первой группе предельных состояний – по табл. 7.1 [7];
- второй группе предельных состояний – $\gamma_f = 1,0$.

В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные P_d и временные (длительные P_l , кратковременные P_t , особые P_s) нагрузки [7].

К постоянным нагрузкам P_d следует относить: вес частей сооружений, в том числе несущих и ограждающих строительных конструкций; вес и давление грунтов (насыпей, засыпок) [7].

К длительным нагрузкам P_l следует относить: вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование; вес стационарного оборудования; нагрузки на перекрытия от складываемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях [7].

К кратковременным нагрузкам P_t следует относить: вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта

оборудования; нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями; нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением) включая вес транспортируемых грузов; нагрузки от транспортных средств; климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные) нагрузки [7].

К особым нагрузкам P_s следует относить: сейсмические воздействия; взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования; воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (например, при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых; нагрузки, обусловленные пожаром; нагрузки от столкновений транспортных средств с частями сооружения [7].

При этом нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки при расчете оснований по несущей способности считают кратковременными, а при расчете по деформациям – длительными. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считают кратковременными [7].

Нормативное значение веса конструкций заводского изготовления следует определять на основании стандартов, рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей, других строительных конструкций и грунтов – по проектным размерам и удельному весу материалов и грунтов [7].

Нормативные значения временных нагрузок принимаются согласно табл. 8.3 [7].

Расчет оснований фундаментов по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок. Расчет оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) должен производиться на основное сочетание нагрузок. Расчет по первой группе пре-

дельных состояний (по несущей способности) – на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий – на основное и особое сочетание.

Основное сочетание нагрузок включает постоянные, длительные и кратковременные:

$$C_m = P_d + (\psi_{11} \cdot P_{11} + \psi_{12} \cdot P_{12} + \psi_{13} \cdot P_{13} + \dots) + (\psi_{11} \cdot P_{11} + \psi_{12} \cdot P_{12} + \psi_{13} \cdot P_{13} + \dots), \quad (7.1)$$

где C_m – нагрузка для основного сочетания; ψ_{li} ($l = 1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок; ψ_{ii} ($i = 1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Для основных сочетаний нагрузок коэффициент сочетаний длительных нагрузок ψ_l для равномерно распределенных длительных нагрузок принимается: $\psi_{11} = 1,0$; $\psi_{12} = \psi_{13} = \dots = 0,95$. Для остальных длительных нагрузок $\psi_{11} = \psi_{12} = \psi_{13} = \dots = 1,0$.

Для основных сочетаний коэффициенты сочетаний кратковременных нагрузок принимаются $\psi_{11} = 1,0$; $\psi_{12} = 0,9$, $\psi_{13} = \psi_{14} = \dots = 0,7$.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки от надземных частей сооружения определяются отдельно в соответствии со схемой сооружения. Для этого на схеме здания или сооружения выделяют несущие элементы, грузовые площади и приложенные к ним нагрузки. Грузовую площадь стен здания, в которых имеются оконные проемы, целесообразно принимать длиной, равной расстоянию между осями проемов. Для торцевых и внутренних стен без оконных проемов за расчетную длину принимается один метр стены.

При расчете фундаментов зданий или сооружений, в которых имеются подвалы или заглубленные помещения, необходимо учитывать моменты, которые возникают от горизонтального давления грунта и его веса на уступах фундаментов.

В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складированного материала и оборудования, размещенных вблизи фундаментов на отмостке и полах, устраиваемых непосредственно на грунте. На поверхности грунта принимается равномерно рас-

пределенная нагрузка интенсивностью $q = 10 \text{ кН/м}^2$. Нагрузку на полы промышленных зданий принимают в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 [7]. Суммарные нагрузки на обрез фундамента рекомендуется определять с точностью до 1 кН.

В рамках курсового проекта нормативную нагрузку от перегородок рекомендуется принимать как равномерно распределенную интенсивностью не менее 0,5 кПа, в соответствии с п. 8.2.2 СП 20.13330.2016 [7].

Нагрузки, определенные для расчета по первой группе предельных состояний, обозначают $N_I (M_I)$, по второй группе предельных состояний – $N_{II} (M_{II})$.

В учебных целях при выполнении курсового проектирования принимаются следующие допущения:

- сбором нагрузок определяется вертикальная составляющая нагрузки на фундамент (N);
- значение изгибающего момента (M) условно принимается равным 10 % от величины N ;
- действие ветровых нагрузок не учитывается.

Пример 7.1. Сбор нагрузок на обрез фундамента внутренней несущей стены

Задача: произвести сбор нагрузок на обрез фундамента внутренней несущей стены для расчета основания по первой и второй группе предельных состояний.

Дано: архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.3); расчетное сечение 1; город строительства – Пермь.

1. Сбор нагрузок производится для внутренней стены без оконных проемов → расчет ведется на 1 п. м. (длина грузовой площади 1 м). Обрез фундамента – верх стены подвала, отм. – 0,250.

2. Согласно конструктивной схеме ширина грузовой площади $5,61 / 2 + 5,61 / 2 + 0,38 = 5,99 \text{ м}$.

3. Грузовая площадь $A = 5,99 \cdot 1,0 = 5,99 \text{ м}^2$.

4. Определяем постоянные и временные нагрузки, действующие на обрез фундамента. Расчет сводится в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Сбор нагрузок на обрез фундамента

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Норм. нагрузка	γ_f	Расчет. нагрузка
1	Постоянные нагрузки				
1.1	Вес элементов кровли:				
	– техноласт – 10 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$		0,06	1,3	0,80
	– цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	кН/м^2	0,36	1,3	0,48
	– газобетонная крошка – 460 мм, $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$		2,31	1,3	3,00
	– техноласт – 5 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$		0,03	1,3	0,04
	Итого от элементов кровли	кН/м^2	2,76	–	3,60
1.2	Собственный вес плит покрытия многослойные плиты длиной 5,8 м шириной 1,2 м, $m = 2,07 \text{ т}$	кН/м^2	$= 20,7 / (5,8 \times 1,2)$	1,1	3,27
			$= 2,97$		
1.3	Вес элементов пола				
	– линолеум – 3 мм, $\gamma = 2,5 \text{ кг/м}^3$	кН/м^2	0,08	1,3	0,104
	– газобетон – 30 мм, $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$		0,27	1,3	0,36
	Итого от элементов пола	кН/м^2	0,35	–	0,464
	Итого от конструкции покрытия	кН/м^2	5,73	–	6,87
	Итого от конструкции перекрытия	кН/м^2	3,32	–	3,734

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Норм. нагрузка	γ_f	Расчет. нагрузка
1.4	Собственный вес кирпичной кладки стены $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ $H = 8,15 + 0,25 = 8,4 \text{ м}$, $\delta = 0,38 \text{ м}$, $V = 8,4 \cdot 0,38 \cdot 1 \text{ п.м.} = 3,19 \text{ м}^3$	кН/п.м.	57,46	1,1	63,20
2	Временные нагрузки				
2.1	Полезная нагрузка на перекрытие (табл. 8.3 – жилые квартиры) Пониженное значение (п. 6.8 [7])	кН/м ²	1,5 0,97	1,3 1,3	1,95 1,261
2.2	Собственный вес перегородок	кН/м ²	0,5	1,3	0,65
2.3	Снеговая нагрузка (снеговой район III) $S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu_s$ (п.10 [7]) $0,85 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5$	кН/м ²	1,275	1,4	1,785

Таблица 7.2

Сбор нагрузок на обреш фундамента

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Норм. нагрузка	γ_f	Расчет. нагрузка
1	Постоянные нагрузки				
1.1	Вес элементов кровли:				
	– техноэласт – 10 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$		0,06	1,3	0,80
	– цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	кН/м^2	0,36	1,3	0,48
	– газобетонная крошка – 460 мм, $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$		2,31	1,3	3,00
	– техноэласт – 5 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$		0,03	1,3	0,04
	Итого от элементов кровли	кН/м^2	2,76	–	3,60
1.2	Собственный вес плит покрытия многослойные плиты длиной 5,8 м шириной 1,2 м, $m = 2,07 \text{ т}$		$=20,7/(5,8 \times 1,2)$		
			$=2,97$	1,1	3,27
1.3	Вес элементов пола				
	– линолеум – 3 мм, $\gamma = 2,5 \text{ кг/м}^2$	кН/м^2	0,08	1,3	0,104
	– газобетон – 30 мм, $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$		0,27	1,3	0,36
	Итого от элементов пола	кН/м^2	0,35	–	0,464
	Итого от конструкции покрытия	кН/м^2	5,73	–	6,87
	Итого от конструкции перекрытия	кН/м^2	3,32	–	3,734

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Норм. нагрузка	γ_f	Расчет. нагрузка
1.4	Собственный вес ж/б колонны $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$, $H = 8,15 + 2,4 = 10,55 \text{ м}$, $F = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$, $V = 10,55 \cdot 0,16 = 1,69 \text{ м}^3$	кН	40,56	1,1	44,62
1.5	Собственный вес ж/б ригелей $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$ $L = 3,99 - 0,4 = 3,59 \text{ м}$, $F = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$, $V = 3,59 \cdot 0,16 \cdot 4 \text{ шт} = 2,30 \text{ м}^3$	кН	55,2	1,1	60,72
2	Временные нагрузки				
2.1	Полезная нагрузка на перекрытие (табл. 8.3 – жилые квартиры) Пониженное значение (п. 6.8 [7])	кН/м ²	1,5 0,97	1,3 1,3	1,95 1,261
2.2	Собственный вес перегородок	кН/м ²	0,5	1,3	0,65
2.3	Снеговая нагрузка (снеговой район III) $S_0 = c_e c_i \mu S_g$ (п.10 [7]) $0,85 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5$	кН/м ²	1,275	1,4	1,785

5. По формуле (7.1) определяются нагрузки, действующие на обрез фундамента (на 1 п.м.):

– для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$N_I = (6,87 + 3,734 \cdot 3) \cdot 5,99 + 63,20 + \\ + (1,261 \cdot 3 + 1,785 \cdot 0,9 + 0,65 \cdot 3 \cdot 0,7) \cdot 5,99 = 211,91 \text{ кН}, \\ M_I = 0,1 \cdot N_I = 0,1 \cdot 211,91 = 21,19 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$N_{II} = (5,73 + 3,32 \cdot 3) \cdot 5,99 + 57,46 + (0,97 \cdot 3 + 1,275 \cdot 0,95 + \\ + 0,5 \cdot 3 \cdot 0,95) \cdot 5,99 = 184,66 \text{ кН}, \\ M_{II} = 0,1 \cdot N_{II} = 0,1 \cdot 184,66 = 18,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Пример 7.2. Сбор нагрузок на обрез фундамента колонны

Задача: Произвести сбор нагрузок на обрез фундамента колонны для расчета основания по первой и второй группе предельных состояний.

Дано: архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.4); расчетное сечение 2; город строительства – Пермь.

1. Сбор нагрузок производится на обрез фундамента колонны, отметка –2,400.

2. Согласно конструктивной схеме ширина грузовой площади $5,8 / 2 + 5,8 / 2 = 5,8$ м, ширина $3,99 / 2 + 3,99 / 2 = 3,99$ м.

3. Грузовая площадь $A = 5,8 \cdot 3,99 = 23,14 \text{ м}^2$.

4. Определяем постоянные и временные нагрузки, действующие на обрез фундамента. Расчет сводится в табл. 7.2.

5. По формуле (7.1) определяются нагрузки, действующие на обрез фундамента:

– для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$N_I = (6,87 + 3,734 \cdot 3) 23,14 + 44,62 + 60,72 + \\ + (1,261 \cdot 3 + 1,785 \cdot 0,9 + 0,65 \cdot 3 \cdot 0,7) \cdot 23,14 = 679,83 \text{ кН}, \\ M_I = 0,1 \cdot N_I = 0,1 \cdot 679,83 = 68,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$N_{II} = (5,73 + 3,32 \cdot 3) \cdot 23,14 + 40,56 + 55,2 + \\ + (0,97 \cdot 3 + 1,275 \cdot 0,95 + 0,5 \cdot 3 \cdot 0,95) \cdot 23,14 = 587,17 \text{ кН}, \\ M_{II} = 0,1 \cdot N_{II} = 0,1 \cdot 587,17 = 58,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

8. Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании

8.1. Выбор глубины заложения фундаментов

На основании настоящего раздела уточняется глубина заложения фундамента и составляется расчетная схема фундамента для выполнения расчетов по двум группам предельных состояний.

В общем случае глубина заложения фундаментов d должна приниматься с учетом [9]:

- 1) назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- 2) глубина заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- 3) существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- 4) инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- 5) гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- 6) возможного размыва грунта у опор сооружений, возводимых в руслах рек (мостов, переходов трубопроводов и т.п.);
- 7) глубины сезонного промерзания.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

а) для наружных фундаментов (от уровня планировки) по табл. 5.3 СП 22.13330.2016 [9];

б) для внутренних фундаментов – независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Глубину заложения наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) следует принимать по табл. 5.3 СП 22.13330.2016, считая от пола до подвала или технического подполья [9].

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по табл. 5.3 СП 22.13330.2016, при этом глубина исчисляется: при отсутствии подвала или технического подполья – от уровня планировки, а при наличии – от пола подвала или технического подполья [9].

Глубину заложения наружных фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания:

– если фундаменты опираются на пески мелкие и специальными исследованиями на данной площадке установлено, что они не имеют пучинистых свойств, а также в случаях, когда специальными исследованиями и расчетами установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность сооружения;

– предусмотрены специальные теплотехнические мероприятия, исключающие промерзание грунтов.

Фундаменты сооружения или его отсека должны закладываться на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках (рис. 8.1) их допустимую разность Δh , м, определяют, исходя из условия [9]:

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \phi_1 + \frac{c_1}{p} \right), \quad (8.1)$$

где a – расстояние между фундаментами в свету, м; ϕ_1 , c_1 – расчетные значения угла внутреннего трения, град, и удельного сцепления, кПа (по первой группе предельных состояний); p – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок (для расчета основания по несущей способности), кПа.

При проектировании сборных ленточных фундаментов уступы устраиваются за счет использования доборных блоков (высотой 0,3 м). Высота уступа в связных грунтах не должна превышать 0,6 м, а в песчаных грунтах – высоты фундаментной подушки. В слоистых основаниях все фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с одинаковыми прочностными и деформационными свойствами.

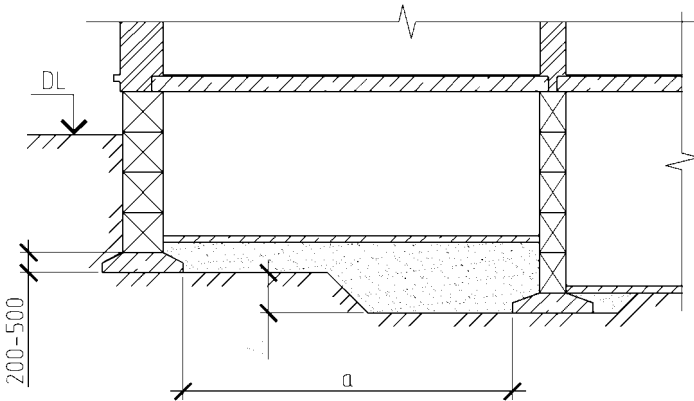


Рис. 8.1. Устройство фундамента на разных отметках

После определения глубины заложения фундаментов составляется расчетная схема для выполнения расчетов (рис. 8.2).

На расчетной схеме приводится следующая информация:

- 1) Отметки:

- планировки DL ;
- подошвы фундамента FL ;
- пола подвала BL ;
- уровня грунтовых вод WL .

2) Размеры по вертикали:

- глубина заложения фундамента d ;
- глубина подвала d_b ;
- глубина расположения уровня грунтовых вод d_w ;
- высота фундамента h_f ;
- толщина конструкции пола подвала h_{cf} ;
- толщина слоя грунта от низа пола подвала до подошвы фундамента h_s .

3) Маркировка сборных железобетонных элементов.

4) Величины действующих на обрез фундамента нагрузок.

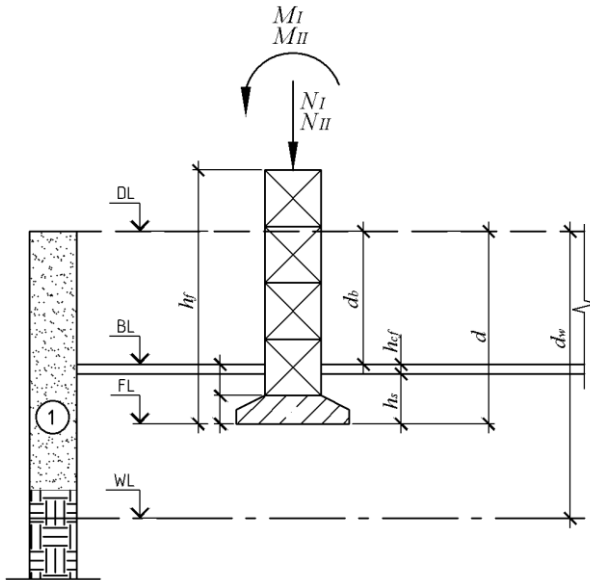


Рис. 8.2. Расчетная схема

Пример 8.1. Определение глубины заложения фундамента под внутреннюю стену здания

Задача: Определить глубину заложения фундамента под внутреннюю стену здания.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.3); подвал здания эксплуатируемый, отапливаемый; расчетное сечение 1.

2. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.8 и А.9.

3. Предварительно назначенная глубина заложения фундамента с учетом инженерно-геологических условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания равна 2,05 м (см. пример 6.3).

4. Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = 1,06$ м (см. пример 6.2).

5. Расчетные нагрузки на обрез фундамента (см. пример 7.1).

Определение глубины заложения фундамента:

1. Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания назначается независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

2. Отметки подошвы внутренних и наружных фундаментов должны располагаться на одном уровне → необходимо определить глубину заложения для наружных фундаментов.

3. Глубина заложения наружных фундаментов отапливаемых сооружений согласно табл. 5.3 [9] для песков мелких (ИГЭ-1 – рабочий слой) при условии $d_w > d_f + 2$ ($3,2 > 1,06 + 2 = 3,06$) не зависит от d_f .

4. Окончательно глубину заложения фундаментов принимаем $d = 2,05$ м, определенную с учетом инженерно-геологичес-

ких условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания.

Составляем расчетную схему (рис. 8.3).

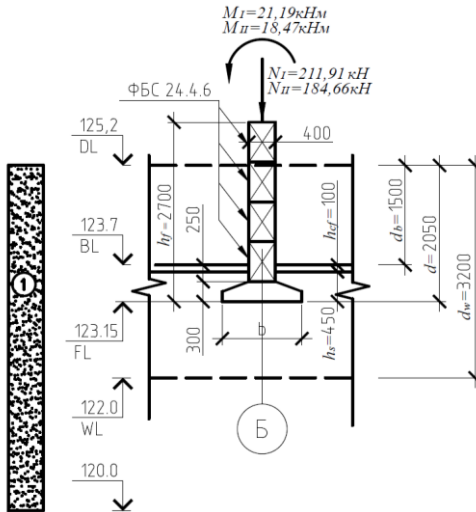


Рис. 8.3. Расчетная схема к примеру 8.1

Пример 8.2. Определение глубины заложения фундамента под внутреннюю колонну здания

Задача: Определить глубину заложения фундамента под внутреннюю колонну здания.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.4); подвал здания эксплуатируемый, отапливаемый; расчетное сечение 2.

2. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.8 и А.9.

3. Предварительно назначенная глубина заложения фундамента с учетом инженерно-геологических условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания 3,0 м (см. пример 6.4).

4. Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = 1,06$ м (см. пример 6.2).

5. Расчетные нагрузки на обреза фундамента (см. пример 7.2).

Определение глубины заложения фундамента:

1. Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания назначается независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

2. Отметка подошвы внутренних и наружных фундаментов должна располагаться на одном уровне → необходимо определить глубину заложения для наружных фундаментов.

3. Глубина заложения наружных фундаментов отапливаемых сооружений согласно табл. 5.3 [9] для песков мелких (ИГЭ-1 – рабочий слой) при условии $d_w > d_f + 2 \times (3,2 > 1,06 + 2 = 3,06)$ не зависит от d_f .

4. Окончательно глубину заложения фундаментов принимаем $d = 3,0$ м, определенную с учетом инженерно-геологических условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания.

Составляем расчетную схему (рис. 8.4).

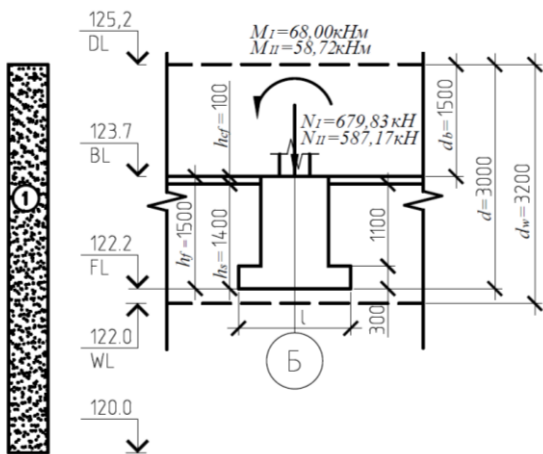


Рис. 8.4. Расчетная схема к примеру 8.2

8.2. Расчет оснований по деформациям (вторая группа предельных состояний)

Расчет оснований по деформациям должен производиться из условия совместной работы сооружения и основания. Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться:

- абсолютной осадкой основания s отдельного фундамента;
- средней осадкой основания сооружения \bar{S} ;
- относительной неравномерностью осадок двух фундаментов $\Delta s / L$ (L – расстояние между фундаментами);
- креном фундамента (сооружения);
- относительным прогибом или выгибом;
- кривизной изгибаемого участка сооружения;
- относительным углом закручивания сооружения;
- горизонтальным перемещением фундамента (сооружения) [9].

Абсолютная осадка основания отдельного фундамента s определяется как среднее вертикальное перемещение фундамента от нагрузки, передаваемой на основание, или других причин (например, обводнения, просадки грунтов основания). Значения осадки используются для вычисления средней осадки основания сооружения, а также для оценки неравномерности деформаций оснований фундаментов и связанных с ними конструкций.

Средняя осадка основания сооружения \bar{S} – равномерная составляющая общей, как правило неравномерной, осадки. При подсчете средней осадки необходимы данные по абсолютным осадкам не менее чем трех характерных (по размерам и действующим на них нагрузкам) фундаментов.

Относительная неравномерность осадок $\Delta s / L$ двух фундаментов представляет собой разность абсолютных осадок двух фундаментов, отнесенную к расстоянию между ними.

Крен фундамента или сооружения i – разность осадок крайних точек фундамента или сооружения в целом, отнесенная к ширине или длине фундамента (сооружения).

Относительный прогиб или выгиб f/L – отношение стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибаемого участка сооружения.

Кривизна изгибаемого участка сооружения ρ – величина, обратная радиусу искривления, наиболее полно характеризует напряженно-деформированное состояние относительно жестких протяженных сооружений.

Относительный угол закручивания сооружения θ характеризует пространственную работу конструкций сооружения.

Горизонтальное перемещение фундамента или сооружения в целом u , как правило, следует учитывать при действии горизонтальных нагрузок.

Возможна сложная деформация сооружения вследствие неравномерных осадок основания. В этом случае она может быть разложена на отдельные составляющие.

В настоящем пособии рассмотрен расчет значения абсолютной осадки отдельного фундамента s . При выполнении курсового проекта производится расчет s для заданного расчетного сечения фундаментов.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия [9]

$$s \leq s_u, \quad (8.2)$$

где s – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом; s_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, приведенное в прил. Г СП 22.13330.2016 [9].

Расчет деформаций основания следует выполнять, применяя расчетную схему основания:

- в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи;
- линейно деформируемого слоя.

Расчетную схему основания в виде линейно деформируемого слоя применяют при ширине (диаметре) фундамента $b \geq 10$ м и модуле деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа.

При расчете деформаций основания с использованием вышеуказанных расчетных схем среднее давление под подошвой фундамента p (с учетом нагрузки на полы q) не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , то есть должно выполняться условие

$$p + q \leq R, \quad (8.3)$$

где q – равномерно распределенная нагрузка на пол первого этажа (выполненного по грунту) или на пол подвала, при наличии эксплуатируемого подвала. Для промышленных зданий допускается принимать равной 20 кПа, для жилых и общественных зданий принимается согласно п. 8.2. СП 20.13330.2016 [7].

8.3. Предварительное назначение размеров подошвы фундамента

Предварительное назначение размеров подошвы фундаментов (ширины b – для ленточных, ширины b и длины a – для отдельных) производится исходя из условия

$$p \leq R_0, \quad (8.4)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента; R_0 – расчетное сопротивление рабочего слоя грунта, принятое по прил. Б СП 22.13330.2016 [9].

Среднее давление под подошвой фундамента p определяется по формуле

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A}, \quad (8.5)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка, действующая на обрешку фундамента; G_f – собственный вес фундамента; G_g – вес грунта на обрешках

фундамента; A – площадь подошвы фундамента, равная $b \times l$ – для ленточного фундамента, $l \times b$ – для отдельного.

Поскольку вес фундамента и грунта на его обрезах неизвестны, то приближенную площадь определяют из условия

$$A' = \frac{N_{\text{II}}}{R_0}. \quad (8.6)$$

Затем определяют предварительные размеры фундамента:

– для ленточного фундамента

$$b = A', \quad (8.7)$$

– для отдельного фундамента с квадратной формой подошвы

$$b = l = \sqrt{A'}, \quad (8.8)$$

– для отдельного фундамента с прямоугольной формой подошвы

$$b = \frac{l}{1-1,3} = \frac{\sqrt{A'}}{1-1,3}, \quad (8.9)$$

где $1-1,3$ – соотношение сторон подошвы фундамента, при наличии моментов, действующих на обрез фундамента, можно принять равное $M_{\text{сдв}} / M_{\text{гн}}$.

По полученным значениям производят подбор сборных или монолитных типовых конструкций по прил. В. Для ленточного фундамента выбирают фундаментную подушку с шириной, превышающей требуемую, для отдельных – типовую конструкцию монолитного фундамента с размерами подошвы, превышающими требуемые.

При отличии высоты фундамента, подобранной по расчету, от предварительно назначенной производят корректировку глубины заложения фундамента d .

После корректировки глубины заложения фундаментов d производят расчет собственного веса фундамента G_f и веса грунта в его обрезах G_g . Определяют среднее давление под подошвой фундамента p по формуле (8.5) и проверяют условие (8.4).

Если условие (8.4) не выполняется, то необходимо увеличить площадь подошвы фундамента. Для этого подбирают конструкцию с большей площадью подошвы фундамента и снова проверяют условие (8.4).

Предварительные размеры фундамента считаются подобранными, если условие (8.4) удовлетворяется, при этом разность значений p и R_0 не превышает 20 %.

8.4. Определение расчетного сопротивления грунта основания

Табличные значения R_0 , приведенные в прил. Б СП 22.13330.2016 [9], даны для фундаментов с шириной $b = 1$ м при глубине заложения $d = 2$ м. Расчетное сопротивление грунта основания R для конкретных b и d будет отличаться от табличных значений.

Расчетное сопротивление грунтов основания следует определять по формуле (расчетную схему см. рис. 8.2)

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (8.10)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 5.4 [9]; k – коэффициент, принимаемый равным $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ_{II} и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам прил. Б [9]; M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. 5.5 [9]; k_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м – $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м – $k_z = z_0 / b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м); b – ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_n допускается увеличивать b на $2h_n$); γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, зале-

гающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ; γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы; c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ; d_1 – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}, \quad (8.11)$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м; γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3 ; d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м).

Значение расчетного сопротивления R , полученное по формуле (8.10), сравнивают с давлением под подошвой фундамента p . Если условие (8.4) удовлетворяется и при этом разность значений p и R_0 не превышает 20 %, размеры фундамента считаются подобранными, если превышает – необходимо уменьшить размеры фундамента, заново рассчитать расчетное сопротивление R и проверить условие (8.4).

Если условие (8.4) не выполняется, то необходимо увеличить площадь подошвы фундамента. Для этого принимают конструкцию с большей площадью подошвы фундамента и снова проверяют условие (8.4).

8.5. Проверка допустимости напряжений у края подошвы

При расчете внецентренно нагруженных фундамента необходимо выполнять проверку допустимости напряжений у

края подошвы. При расчете внецентренно нагруженных фундаментов эпюры давлений могут быть трапециевидные и треугольные, в том числе укороченной длины, обозначающие крайевой отрыв подошвы фундамента от грунта при относительном эксцентриситете равнодействующей e более $l/6$ (рис. 8.5).

В зависимости от типа сооружения, наличия и грузоподъемности кранового оборудования, расчетного сопротивления грунтового основания должны выполняться следующие условия.

А. Для фундаментов колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, а также для фундаментов колонн открытых крановых эстакад при кранах грузоподъемностью свыше 15 т, для сооружений башенного типа (труб, домен и других), а также для всех видов сооружений при расчетном сопротивлении грунта основания $R < 150$ кПа:

$$\left. \begin{aligned} e/l &< 1/6, \\ p_{\min} / p_{\max} &\leq 1/4, \\ p_{\max} &\leq 1,2R, \\ p_{\min} &\geq 0, \\ p_{c,\max} &\leq 1,5R. \end{aligned} \right\} \quad (8.12)$$

В. Для фундаментов зданий с мостовыми кранами (кроме зданий и сооружений, указанных в п. А):

$$\left. \begin{aligned} e/l &\leq 1/6, \\ p_{\max} &\leq 1,2R, \\ p_{\min} &\geq 0, \\ p_{\min} &\geq 0, \\ p_{c,\max} &\leq 1,5R. \end{aligned} \right\} \quad (8.13)$$

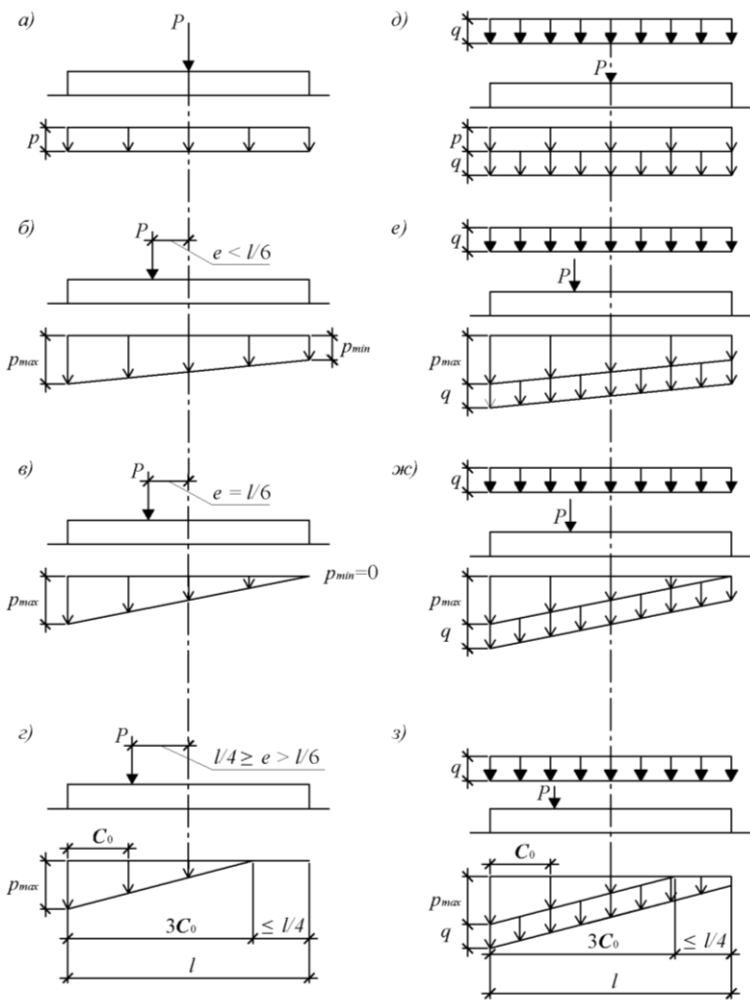


Рис. 8.5. Эпюры давлений по подошве фундаментов при центральной и внецентренной нагрузках: а–г – при отсутствии нагрузок на полы; д–з – при сплошной равномерно распределенной нагрузке интенсивностью q ; а и д – при центральной нагрузке; б и е – при эксцентриситете нагрузки $e < l/b$; в и ж – при $e = l/b$; г и з – при $e > l/b$ (с частичным отрывом фундамента от грунта)

С. Для фундаментов бескрановых зданий с подвесным транспортным оборудованием (и всех остальных зданий и сооружений, не указанных в п. А и В):

$$\left. \begin{aligned} e/l &\leq 1/4, \\ p_{\max} &\leq 1,2R, \\ p_{c,\max} &\leq 1,5R. \end{aligned} \right\} \quad (8.14)$$

Краевые давления определяются по формулам:

- при относительном эксцентриситете

$$p_{\max/\min} = p \pm \frac{M_{II}}{W} + q, \quad (8.15)$$

- при относительном эксцентриситете $e/l > 1/6$

$$p_{\max} = \frac{2pA}{3bC_0} + q, \quad (8.16)$$

где A – площадь подошвы фундамента; M_{II} – момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих по подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияния верхних конструкций или без этого учета; W – момент сопротивления площади подошвы фундамента, $W = bl^2/6$ – для отдельного фундамента, $W = lb^2/6$ – для ленточного; C_0 – расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента по его оси, определяемое по формуле

$$C_0 = \frac{l}{2} - e, \quad (8.17)$$

e – эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, определяемый по формуле

$$e = \frac{M_{II}}{pA}, \quad (8.18)$$

l – длина фундамента (для ленточных фундаментах вместо l подставляют b); b – ширина фундамента (для ленточных фундаментах вместо b подставляют $l = 1$ п.м.).

При наличии моментов, действующих в двух направлениях M_x и M_y , параллельных осям x и y прямоугольного фундамента, величина наибольшего давления в угловой точке определяется по формуле

$$p_{c,\max} = p + M_x / W_x + M_y / W_y + q. \quad (8.19)$$

8.6. Определение осадки

Расчет осадки производят методом послойного суммирования. Условием применимости данного метода является выполнение условия (8.2).

Для выполнения расчета составляют расчетную схему, на которой указывают:

- контуры фундамента;
- указывают положение DL , NL , FL , WL ,
- границы инженерно-геологических элементов;
- производят разбиение грунтов сжимаемой толщи на слои.

Толщина слоя h_i не должна превышать величины $0,4 b$. Обязательными границами слоев должны быть границы ИГЭ и линия WL .

На границах полученных слоев определяют вертикальные напряжения, кПа:

1. σ_{zp} – от внешней нагрузки. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментах значения на глубине z от подошвы фундамента определяют по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha_1 p, \quad (8.20)$$

где α_1 – коэффициент, принимаемый по табл. 5.8. [9] в зависимости от относительной глубины $\xi_1 = 2 z / b$ и $\eta = l / b$; p – среднее давление под подошвой фундамента (с учетом q), кПа.

Давление под подошвой фундамента $\sigma_{zp,0} = p$.

2. σ_{zg} – вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта, кПа, в точке основания на глубине z от подошвы фундамента, вычисляют по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + \gamma_i (z - z_{i-1}) - u_z, \quad (8.21)$$

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес, кН/м³, и толщина i -го слоя грунта м, над рассматриваемой точкой; n – количество слоев, на которые разбивается сжимаемая толща.

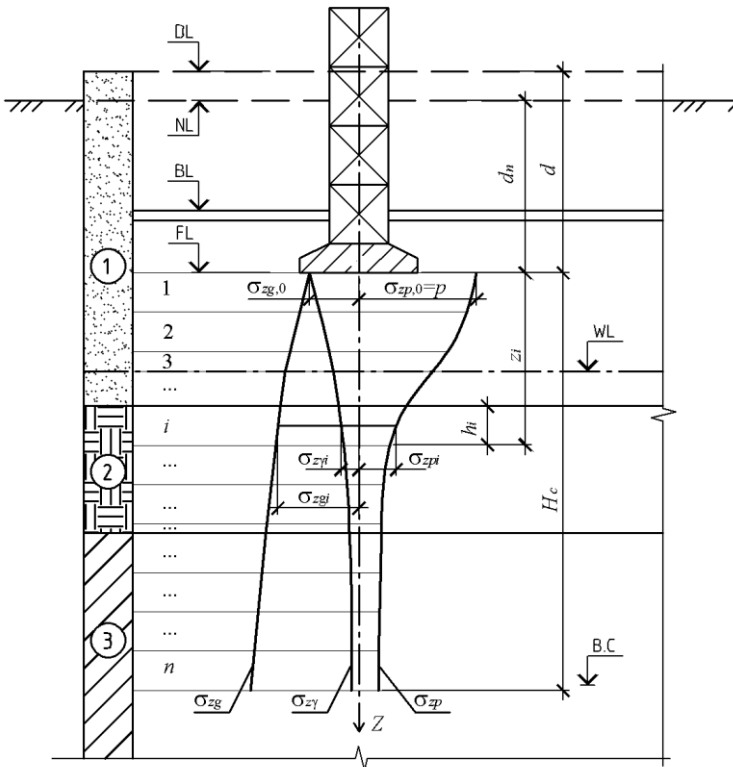


Рис. 8.6. Схема для расчета осадки методом послойного суммирования

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента $\sigma_{zg,0}$ определяют по формулам:

- при планировке срезкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$;
- при отсутствии планировки и планировке подсыпкой

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n,$$

где γ' – удельный вес грунта, кН/м^3 , расположенного выше подошвы; d и d_n , м – см. рис. 8.6; z_{i-1} – глубина верхней границы i -го слоя грунта, отсчитываемая от подошвы фундамента; u_z – поровое давление в рассматриваемой точке до начала строительства на глубине z от подошвы предполагаемого фундамента, кН/м^2 . При отсутствии данных о значениях порового давления в слабо фильтрующих слоях глинистых грунтов поровое давление внутри таких слоев допускается определять методом линейной интерполяции.

Удельный вес песчаных грунтов и супесей, а также глин и суглинков с $I_L > 0,25$, расположенных ниже уровня грунтовых вод, принимают в расчеты с учетом взвешивающего действия воды.

3. σ_{zy} – от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, грунта. На отметке подошвы фундамента $\sigma_{zy,0} = \sigma_{zg,0}$, на глубине z от подошвы прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов определяют по формуле

$$\sigma_{zy} = \alpha_2 \sigma_{zg,0}. \quad (8.22)$$

При этом в расчете σ_{zy} для определения α_2 используют относительную глубину $\xi_2 = 2z/B$ и $\eta = L/B$, где L и B – размеры в плане не фундамента, а котлована.

Расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , σ_{zy} производится на границах слоев в пределах глубины сжимаемой толщи H_c . Нижнюю границу сжимаемой толщи (BC) определяют из следующих условий:

4. $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}$, при этом граница H_c должна располагаться в слое грунта с модулем $E > 7$ МПа. Если $E \leq 7$ МПа, то данный

ИГЭ включают в сжимаемую толщу и добиваются выполнения более жесткого условия $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$.

Если в пределах H_c , определенной по предыдущему условию, залегает ИГЭ с $E > 100$ МПа, то нижнюю границу сжимаемой толщи назначают по кровле данного элемента при его толщине h в пределах габаритов здания или сооружения

$$h \geq H_c \sqrt[3]{E_2 / E_1}, \quad (8.23)$$

где E_2 – модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 .

Далее для каждого i -го слоя определяют средние значения напряжений $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{zy,i}$ по значениям соответствующих напряжений на границах этого слоя.

Осадку s определяют суммированием осадок элементарных слоев:

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (8.24)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8; h_i – толщина i -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента; E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа; $E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа. При отсутствии опытных определений модуля деформации $E_{e,i}$ для сооружений геотехнических категорий 1 и 2 допускается принимать $E_{e,i} = 5E_i$. Таким образом, формула (8.7.4) в рамках крусового проектирования примет следующий вид:

$$s_i = 0,8 \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + 0,8 \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{5E_i}. \quad (8.25)$$

Для удобства расчет осадки выполняют в табличной форме (табл. 8.1).

Таблица 8.1

Форма таблицы для расчета осадки основания методом последнего суммирования

№ ИГЭ	№ слоя i	h_i , м	γ_i , кН/м ³	z_i , м	Напряжения на границе слоев, кПа								Средние напряжения в слое, кПа		E_i , МПа	s_i , м	Примечание	
					$\xi_{i1} = \frac{\xi_{i1}}{2z_i/b}$	α_i	σ_{pi}	$\xi_{i2} = \frac{\xi_{i2}}{2z_i/B}$	α_{i2}	σ_{zg}	σ_{zi}	σ_{zi}	$0,5\sigma_{zg,i}$ ($0,2\sigma_{zg,i}$), кПа	σ_{pi}				σ_{zi}
1	1	h_1	γ_1	0	0	1	σ_{p0}	0	1	σ_{zg0}	σ_{zi0}	σ_{zi0}	σ_{zg0}	σ_{pi}	σ_{zi1}	E_1	s_1	
	2	h_2	γ_2	z_1	ξ_{11}	α_{11}	σ_{p1}	ξ_{12}	α_{12}	σ_{zg1}	σ_{zi1}	σ_{zi1}	$0,5\sigma_{zg,1}$	σ_{pi}	σ_{zi2}	E_2	s_2	
2	z_2	ξ_{21}	α_{21}	σ_{p2}	ξ_{22}	α_{22}	σ_{zg2}	σ_{zi2}	σ_{zi2}	$0,5\sigma_{zg,2}$	
	i	h_i	γ_i	z_i	ξ_{i1}	α_{i1}	σ_{pi}	ξ_{i2}	α_{i2}	σ_{zgi}	$\sigma_{zi,i}$	$\sigma_{zi,i}$	$0,5\sigma_{zgi}$	σ_{pi}	$\sigma_{zi,i}$	E_i	s_i	
3	
	n	h_n	γ_n	z_n	ξ_{n1}	α_{n1}	σ_{pn}	ξ_{n2}	α_{n2}	σ_{zgn}	σ_{zini}	σ_{zini}	$0,5\sigma_{zgn}$	σ_{pn}	σ_{zini}	E_n	s_n	$\sigma_{zini} \leq 0,5\sigma_{zgn}$
$\sum_{i=1}^n s_i$																		

8.7. Проверка прочности подстилающего слоя

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания слоя грунта меньшей прочности (с меньшим модулем деформации E), чем прочность грунта вышележащих слоев, необходимо выполнение проверки прочности подстилающего слоя (рис. 8.7).

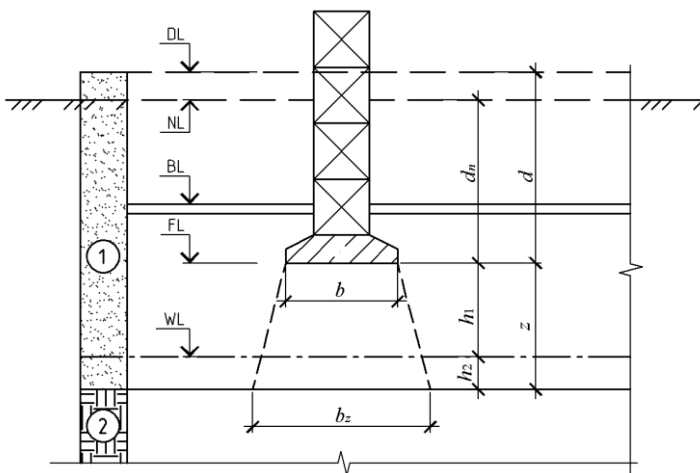


Рис. 8.7. Расчетная схема для проверки расчетного сопротивления по подстилающему слою грунта: 1 – грунт верхнего слоя; 2 – грунт подстилающего слоя

При расположении на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы обеспечить условие

$$\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (8.26)$$

где σ_{zp} – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от нагрузки на фундамент, кПа, определяемые по формуле (8.20); $\sigma_{z\gamma}$ – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта, кПа, определяемые по

формуле (8.21); σ_{zy} – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, грунта, кПа, определяемые по формуле 8.7.3; R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , вычисляемое по формуле 8.4.1 для условного фундамента, глубиной заложения $d_z = d + z$, шириной b_z , равной:

– для отдельного фундамента $b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$;

– для ленточного $b_z = A_z/1$,

где $a = (l - b) / 2$; l и b – соответственно длина и ширина фундамента; A_z – площадь условного фундамента, равная

$$A_z = \frac{Ap}{\sigma_{zp}}. \quad (8.27)$$

Пример 8.3. Расчет ленточного фундамента под внутреннюю стену здания по деформациям

Задача: Определить геометрические размеры ленточного фундамента под внутреннюю стену здания и выполнить расчет осадки методом послойного суммирования.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.3); подвал здания эксплуатируемый, отапливаемый; расчетное сечение 1.
2. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.8 и А.9.
3. Глубина заложения фундамента $d = 2,05$ м (см. пример 8.1).
5. Расчетная схема фундамента (рис. 8.8).

Определение предварительных размеров подошвы фундамента

1. Определяем приближенную площадь подошвы фундамента:

$$A' = \frac{N_{II}}{R_0} = \frac{184,66}{300} = 0,62 \text{ м}^2.$$

2. Определяем предварительную ширину подошвы ленточного фундамента: $b = A' = 0,62$ м.

3. Принимаем сборную фундаментную плиту ФЛ 8.24 по табл. В.3 шириной $b = 0,8$ м. Высота плиты 0,3 м, что соответствует расчетной схеме (рис. 8.1) → корректировка глубины заложения фундамента не требуется.

4. Определяем собственный вес фундамента (G_f) и вес грунта на обрезах фундамента (G_g), расчет ведем на 1 п.м.

Масса фундаментной плиты 1,15 т, при длине 2,4 м → вес 1 п.м. $1,15 / 2,4 \cdot 10 = 4,79$ кН.

Масса фундаментного блока ФБС24.4.6-Т (табл. В.2) 1,3 т при длине 2,4 м → вес 1 п.м. $1,3 / 2,4 \cdot 10 = 5,42$ кН; вес 1 п.м. стены подвала из четырех рядов ФБС $5,41 \cdot 4 = 21,64$ кН.

Вес фундамента $G_f = 4,79 + 21,64 = 26,43$ кН.

Площадь обреза фундамента $(0,8 - 0,4) \cdot 1 \text{ п.м.} = 0,4 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $0,45 - 0,3 = 0,15$ м, удельный вес грунта $\gamma_{п} = 20,2 \text{ кН/м}^3$ → вес грунта $20,2 \cdot 0,15 \cdot 0,4 = 1,21$ кН.

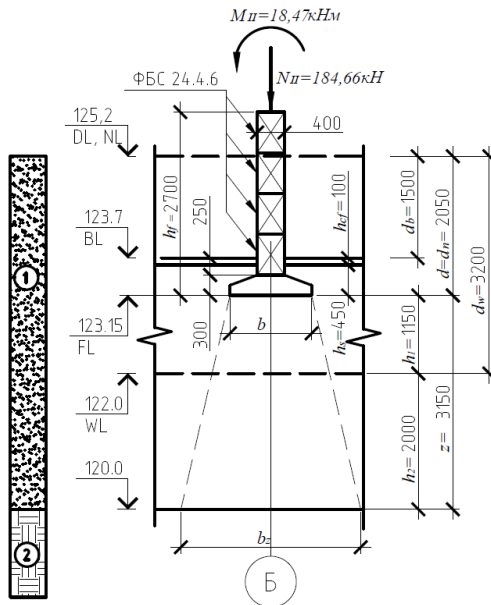


Рис. 8.8. Расчетная схема к примеру 8.3

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной 0,1 м. Объемный вес бетона $20 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ кН}$.

Итого $G_g = 1,21 + 0,8 = 2,01 \text{ кН}$.

5. Определяем среднее давление под подошвой фундамента p :

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{184,66 + 26,43 + 2,01}{0,8 \cdot 1 \text{ п.м.}} = 266,38 \text{ кПа.}$$

6. Проверяем условие $p \leq R_0$: $266,38 \text{ кПа} < 300 \text{ кПа} \rightarrow$ условие выполняется.

Разница между p и R_0 не должна превышать 20 %:

$\Delta(p, R_0) = (300 - 266,38) / 300 \cdot 100 \% = 11,2 \% < 20 \% \rightarrow$ условие выполняется.

Определение расчетного сопротивления грунтов основания

1. По табл. 5.4 [9] для песков мелких $\gamma_{c1} = 1,3$, для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины к высоте $L/H = 16,7 / 9,1 = 1,84$ интерполяцией определяем $\gamma_{c2} = 1,27$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $\rightarrow k = 1$.

По табл. 5.5 [9] для $\varphi_{II} = 30^\circ \rightarrow M_\gamma = 1,15, M_q = 5,59, M_c = 7,95$.

Для $b = 0,8 \text{ м} < 10 \text{ м} \rightarrow k_z = 1$.

Для расчетного слоя (ИГЭ-1) $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3, c_{II} = 2 \text{ кПа}$.

Приведенную глубину заложения фундаментов определяем по формуле

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,45 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 0,55 \text{ м.}$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II} \right] = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times \left[1,15 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2 \right] = \\ = 370,44 \text{ кПа.}$$

2. Проверяем условие (8.3) $p + q \leq R$.

Равномерно распределенная нагрузка на пол подвала для жилых зданий по табл. 8.3 [7] $q = 2,0$ кПа.

$266,38 + 2 = 268,388 \text{ кН/м}^2 \leq 370,44 \text{ кН/м}^2 \rightarrow$ условие выполняется.

Разница не должна превышать 20 %:

$\Delta = (370,44 - 268,38) / 370,44 \cdot 100 \% = 27,6 \% > 20 \% \rightarrow$ условие не выполняется, принимаем фундаментную плиту ФЛ6.24 (930 кг) с шириной подошвы $b = 0,6$ м и повторяем расчет.

Масса фундаментной плиты 0,93 т, при длине 2,4 м \rightarrow вес 1 п.м. $0,93 / 2,4 \cdot 10 = 3,88$ кН.

Масса фундаментного блока ФБС24.4.6-Т (табл. В.2) 1,3 т, при длине 2,4 м \rightarrow вес 1 п.м. $1,3 / 2,4 \cdot 10 = 5,42$ кН; вес 1 п.м. стены подвала из 4 рядов ФБС $5,41 \cdot 4 = 21,64$ кН.

Вес фундамента $G_f = 4,79 + 21,64 = 26,43$ кН.

Площадь обреза фундамента $(0,6 - 0,4) \cdot 1 \text{ п.м.} = 0,2 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $0,45 - 0,3 = 0,15$ м, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес грунта $20,2 \cdot 0,15 \cdot 0,2 = 0,61$ кН.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной 0,1 м. Объемный вес бетона $20 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 0,2 = 0,4$ кН.

Итого $G_g = 0,61 + 0,4 = 1,01$ кН.

Определяем среднее давление под подошвой фундамента p :

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{184,66 + 26,43 + 1,01}{0,6 \cdot 1 \text{ п.м.}} = 353,5 \text{ кПа.}$$

Расчетное сопротивление грунтов основания

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + (5,59 - 1)1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = \\ = 362,77 \text{ кПа.}$$

Повторно проверяем условие $p + q \leq R$:

$353,5 + 2 = 355,5 \text{ кПа} \leq 362,77 \text{ кПа} \rightarrow$ условие выполняется.

Разница не должна превышать 20 %:

$\Delta = (362,77 - 355,5) / 362,77 \cdot 100 \% = 2 \% < 20 \% \rightarrow$ условие выполняется.

Проверка краевых напряжений.

Для данного здания должны выполняться условия $e/b \leq 1/4$ и $p_{\max} \leq 1,2R$.

Условие $p_{c, \max} \leq 1,5R$ не проверяем, поскольку ведем расчет ленточного фундамента.

Определяем эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента:

$$e = \frac{M_{\text{II}}}{pA} = \frac{18,47}{353,5 \cdot 0,6 \cdot 1 \text{ п.м.}} = 0,087 \text{ м.}$$

Рассчитываем момент сопротивления площади подошвы фундамента $W = lb^2 / 6 = 1 \cdot 0,6^2 / 6 = 0,06 \text{ м}^3$.

Поскольку $e/b = 0,087 / 0,6 = 0,15 < 1/6$, расчет краевого давления производим по формуле (8.15):

$$p_{\max} = 353,5 + \frac{18,47}{0,06} + 2 = 663,3 \text{ кПа.}$$

Проверяем условия:

$e/b = 0,086 / 0,6 = 0,15 < 1/4 \rightarrow$ условие выполняется.

$p_{\max} = 663,3 \text{ кПа} > 1,2R = 1,2 \cdot 362,77 = 435,32 \text{ кПа} \rightarrow$ условие не выполняется, принимаем фундаментную плиту ФЛ8.24 с шириной подошвы $b = 0,8 \text{ м}$ и повторяем расчет:

$$R = 370,44 \text{ кПа}, p = 270,83 \text{ кПа.}$$

$$e = \frac{M_{\text{II}}}{pA} = \frac{18,47}{266,38 \cdot 0,8 \cdot 1 \text{ п.м.}} = 0,087 \text{ м.}$$

$$W = 1b^2 / 6 = 1 \cdot 0,8^2 / 6 = 0,11 \text{ м}^3.$$

Поскольку $e/b = 0,087 / 0,8 = 0,11 < 1/6$, расчет краевого давления производим по формуле (8.15):

$$p_{\max} = 266,38 + \frac{18,47}{0,11} + 2 = 436,3 \text{ кПа.}$$

Проверяем условия:

$$e/b = 0,087 / 0,8 = 0,11 < 1/4 \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

$p_{\max} = 436,3 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 370,44 = 444,53 \text{ кПа} \rightarrow$ условие выполняется, окончательно принимаем фундаментную плиту ФЛ8.24 с шириной подошвы $b = 0,8 \text{ м}$.

Проверка прочности подстилающего слоя.

1. Выполнение данной проверки требуется, поскольку рабочий слой грунта основания (ИГЭ-1) с модулем деформации $E = 18,4 \text{ МПа}$ подстилается более слабым грунтом ИГЭ-2 – торфом с $E = 2,0 \text{ МПа}$.

Глубина расположения слоя слабого грунта от подошвы фундамента $z = 3,15 \text{ м}$.

$$\text{Должно выполняться условие (8.26) } \sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} \leq R_z.$$

2. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от нагрузки на фундамент:

$\xi_1 = 2z/b = 2 \cdot 3,15 / 0,8 = 7,88$, по табл. 5.8 [9] для ленточных фундаментов интерполяцией определяем $\alpha_1 = 0,16$.

$$\sigma_{zp} = \alpha_1 p = 0,16 \cdot 266,38 = 42,62 \text{ кПа.}$$

3. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 20,2 \cdot 2,05 + 20,2 \cdot 1,15 + 10,43 \cdot 2,0 = 85,5 \text{ кПа.}$$

Для расчета σ_{zg} в пределах глубины z выделяем два слоя, поскольку присутствуют грунтовые воды:

1-й – выше уровня грунтовых вод, $h_1 = 1,15$ м, $\gamma_1 = 20,2$ кН/м³,

2-й – ниже уровня грунтовых вод, $h_2 = 2,0$ м, γ_2 (γ_{sbII}) = 10,43 кН/м³, $d_n = 2,05$ м.

4. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, грунта:

$\xi_2 = 2z / B = 2 \cdot 3,15 / 12,0 = 0,525$, где $B = 12$ м – ширина котлована. $\eta = L / B = 16,7 / 12 = 1,4$, где L – длина котлована. По табл. 5.8 [9] для $\eta = 1,4$ и $\xi_2 = 0,53 \rightarrow \alpha_2 = 0,933$.

$$\sigma_{zy} = \alpha_2 \sigma_{zg,0} = \alpha_2 \gamma' d_n = 0,933 \cdot 20,2 \cdot 2,05 = 38,64 \text{ кПа.}$$

Определяем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{Ap}{\sigma_{zp}} = \frac{0,8 \cdot 1 \text{ п.м.} \cdot 266,38}{42,62} = 5 \text{ м}^2.$$

Ширина условного фундамента $b_z = A_z / 1 = 5 / 1 \text{ п.м.} = 5$ м.

5. Определяем расчетное сопротивление грунта на глубине z от подошвы фундамента.

Для торфа принимаем минимальные значения коэффициентов $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $\rightarrow k = 1$.

По табл. 5.5 [9] для $\varphi_{II} = 28^\circ \rightarrow M_\gamma = 0,98$, $M_q = 4,93$, $M_c = 7,40$.

Для $b_z = 5,02$ м < 10 м $\rightarrow k_z = 1$.

Для подстилающего слоя (ИГЭ-2) γ_{II} принимаем с учетом взвешивающего действия воды 2,13 кН/м³.

Для грунтов, расположенных выше подошвы условного фундамента (ИГЭ-1), γ'_{II} определяем осредненное значение по формуле:

$$\gamma_{II}' = \frac{d_n \gamma_1 + h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2}{d_n + h_2 + h_2} = \frac{2,05 \cdot 20,2 + 1,15 \cdot 20,2 + 2 \cdot 10,43}{2,05 + 1,15 + 2} = 16,44 \text{ кН/м}^3.$$

Удельное сцепление для торфа (ИГЭ-2) $c_{II} = 0$ кПа.

Приведенную глубину заложения условного фундамента определяем по формуле

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}'} = 3,6 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 3,7 \text{ м.}$$

Глубина подвала $d_b = 1,5$ м.

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b_z \gamma_{II}' + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II} \right] = \frac{1 \cdot 1}{1} \times \\ \times [0,98 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 2,13 + 4,93 \cdot 3,7 \cdot 16,44 + (4,93 - 1) 1,5 \cdot 16,44 + 7,40 \cdot 0] = \\ = 407,23 \text{ кПа.}$$

6. Проверяем условие

$$\sigma_{sp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} = 42,62 - 38,64 + 85,5 = 89,48 \text{ кПа} < R_z = \\ = 407,23 \text{ кПа} \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Расчет осадки

1. Подготавливаем расчетную схему.

Производим разбиение сжимаемой толщи на элементарные слои толщиной не более $0,4b = 0,4 \cdot 0,8 = 0,32$ м. Маркируем слои $i = 1 \dots 19$. Определяем глубину заложения и высоту каждого слоя z_i и h_i .

Определяем удельный вес γ_{II} и модуль деформации E для каждого слоя. Для слоев ниже уровня грунтовых вод удельный вес принимаем с учетом взвешивающего действия воды. Для суглинка (ИГЭ-3) $I_L = 0,24 < 0,25 \rightarrow$ взвешивающее действие воды не учитывается:

- для слоев 1–3: $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$, $E = 18,4 \text{ МПа}$;
- слоев 4–8: $\gamma_{II} = \gamma_{sbII} = 10,43 \text{ кН/м}^3$, $E = 18,4 \text{ МПа}$;
- слоев 9–14: $\gamma_{II} = \gamma_{sbII} = 2,13 \text{ кН/м}^3$, $E = 2 \text{ МПа}$;
- слоя 15: $\gamma_{II} = 18,4 \text{ кН/м}^3$, $E = 6,8 \text{ МПа}$.

Выносим полученную информацию на схему рис. 8.9.

2. Определяем напряжения под подошвой фундамента $\sigma_{zp,0}$, $\sigma_{zg,0}$, $\sigma_{z\gamma,0}$:

$$\sigma_{zp,0} = p = 266,38 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n = 20,2 \cdot 2,05 = 41,41 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{z\gamma,0} = \sigma_{zg,0} = 41,41 \text{ кПа}.$$

3. Дальнейший расчет сводим в табл. 8.2.

Для каждого значения z :

– определяем $\xi_{i1} = 2 z / b$ и по табл. 5.8 СП 22.13330.2016 [9]

определяем α_{i1} ;

– для расчета $\sigma_{z\gamma}$ определяем α_i^2 по табл. 5.8 [9] для значений:

$\xi_{i2} = 2 z / B$, где $B = 12$ м – ширина котлована (условно принимаем равной ширине здания в осях);

$\eta = L / B = 16,7 / 12 = 1,4$, где $L = 16,7$ м – длина котлована (условно принимаем равной длине здания в осях);

– производим расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , $\sigma_{z\gamma}$:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_{i1} p \quad \sigma_{z\gamma,i} = \alpha_{i2} \sigma_{zg,0},$$

для расчета значения $\sigma_{zg,i}$ при известном значении для предыдущего слоя $\sigma_{zg,i-1}$ пользуемся формулой $\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,i-1} + \gamma_i h_i$, например:

$$\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma_1 h_2 = 41,41 + 20,2 \cdot 0,32 = 47,87 \text{ кПа};$$

– определяем величину $0,5\sigma_{zg}$ и проводим проверку $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}$.

Условие выполнилось для 11-го слоя по границе ИГЭ-1 и ИГЭ-2. Для учебных целей продолжим расчет, добиваясь выполнения условия $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$. Для слоев ниже 11-го в табл. 8.2 рассчитываем значение $0,2 \sigma_{zg}$.

Поскольку ИГЭ-3 является водоупором ($I_L = 0,24 < 0,25$), то при расчете σ_{zg} для слоев в ИГЭ-3 учитываем дополнительное напряжение от столба грунтовой воды высотой 4,05 м (расстояние от WL до кровли ИГЭ-3). Величина дополнительного

напряжения $4,05 \cdot 10 = 40,5$ кПа, где 10 – удельный вес воды, кН/м^3 . Например:

$$\begin{aligned}\sigma_{zg,14} &= \sigma_{zg,13} + \gamma_{14}h_{14} + 40,5 = 89,76 + 2,13 \cdot 0,05 + 40,5 = \\ &= 89,87 + 40,5 = 130,4 \text{ кПа.}\end{aligned}$$

Условие $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$ выполнилось для 19-го слоя \rightarrow расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , σ_{zy} прекращаем.

4. Для слоев 1–19 рассчитываем средние напряжения σ_{zp} и σ_{zy} . По формуле (8.24) определяем осадку каждого слоя. Простым суммированием полученных осадок для каждого слоя определяем общую осадку $s = 0,8$ см.

5. Предельное значение осадки согласно прил. Г [9] $s_u = 12$ см.

Проверяем условие (8.2): $s = 0,8 \text{ см} < s_u = 12 \text{ см} \rightarrow$ осадки не превышают предельных.

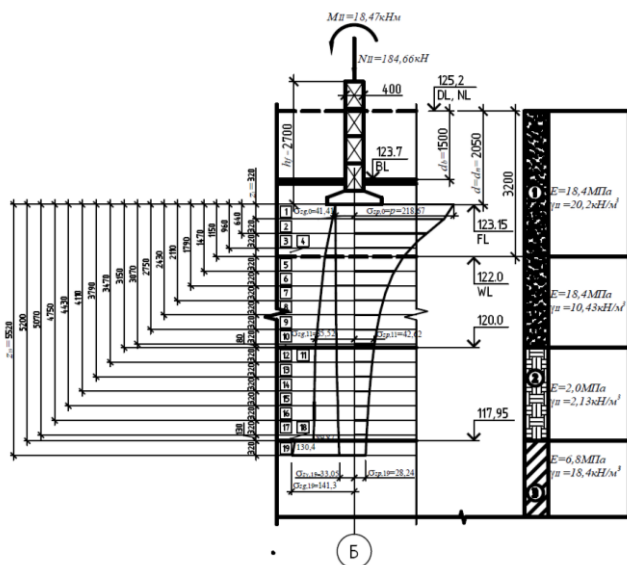


Рис. 8.9. Расчетная схема для определения осадки к примеру 8.3

Расчет осадки основания методом последыного суммирования для примера 8.3

№ ИГЭ	№ слоя i	h_i , м	γ_i , кН/м ³	z_i , м	Напряжения на границе слоев, кПа								Средние напряжения в слое, кПа		E_i , МПа	s_i , м	Примечание
					$\xi_{z1} = z/b$	α_{z1}	σ_{zp}	σ_{zg}	$\xi_{z2} = z/B$	α_{z2}	σ_{zt}	$0,5\sigma_{zg}$ ($0,2\sigma_{zg}$) кПа	σ_{z1}	σ_{z2}			
1	1	0,32	20,2	0	1	266,38	41,41	0	1	41,41	20,71	250,53	41,33	18,4	0,00291	Условие $\sigma_{zp} \leq 0,5\sigma_{zg}$ ВЫПОЛНЕНО	
	2	0,32	20,2	0,32	0,8	0,881	234,68	47,87	0,054	0,996	41,24	23,94	171,02	41,08	18,4		0,00181
					1,6	0,642	171,02	54,34	0,107	0,992	41,08	27,17	127,06	40,95	18,4		0,0012
	3	0,32	20,2	0,96	2,4	0,477	127,06	60,8	0,16	0,989	40,95	30,4	109,48	40,87	18,4		0,00057
					2,88	0,411	109,48	64,64	0,192	0,987	40,87	32,32	96,7	40,71	18,4		0,00078
	4	0,19	20,2	1,15	3,68	0,363	96,7	67,98	0,245	0,983	40,71	33,99	73,52	40,54	18,4		0,00046
					4,48	0,276	73,52	71,32	0,298	0,979	40,54	35,66	62,87	40,37	18,4		0,00031
	5	0,32	10,43	2,11	5,28	0,236	62,87	74,66	0,352	0,975	40,37	37,33	54,87	40,18	18,4		0,0002
					6,08	0,206	54,87	78,0	0,405	0,97	40,17	39	48,75	39,5	18,4		0,00013
	6	0,32	10,43	2,43	6,88	0,183	48,75	81,34	0,458	0,954	39,5	40,67	43,69	38,8	18,4		0,00007
7,68					0,164	43,69	84,68	0,512	0,937	38,8	42,34	43,69	38,8	18,4	0,00007		

Окончание табл. 8.2

№ ИГЭ	№ слоя i	h_i , м	γ_i , кН/м ³	z_i , м	Напряжения на границе слоев, кПа										Средние напряжения в слое, кПа	E_i , МПа	s_i , м	Примечание
					7,68	0,164	43,69	84,68	0,512	0,937	38,8	42,34	42,62	38,64				
1	11	0,08	10,43	3,15	7,88	0,160	42,62	85,51	0,525	0,933	38,63	42,76	38,63	37,97	2	0,00008		
					8,68	0,145	38,63	86,2	0,578	0,917	37,97	17,24	35,69	37,27	2	-		
	12	0,32	2,13	3,47	9,48	0,134	35,69	86,88	0,632	0,9	37,27	17,38	32,76	36,6	2	-		
					10,28	0,123	32,76	87,56	0,685	0,884	36,6	17,51	30,38	35,9	2	-		
	13	0,32	2,13	3,79	11,08	0,114	30,38	88,24	0,738	0,867	35,9	17,65	28,5	35,2	2	-		
					11,88	0,107	28,5	88,92	0,792	0,85	35,2	17,78	28,24	34,32	2	-		
	14	0,32	2,13	4,11	12,68	0,106	28,24	89,6	0,845	0,829	34,33	17,92	28,24	34,14	2	-		
					13	0,106	28,24	89,87	0,867	0,82	33,96	17,97	28,24	33,5	6,8	-		
	15	0,32	2,13	4,43	13,8	0,106	28,24	130,4	0,92	0,798	33,05	27,26	28,24	33,5	6,8	-		
					13,8	0,106	28,24	136,29	0,92	0,798	33,05	27,26	28,24	33,5	6,8	-		
	16	0,32	2,13	4,75	5,07	0,106	28,24	89,6	0,845	0,829	34,33	17,92	28,24	34,14	2	-		
					5,2	0,106	28,24	89,87	0,867	0,82	33,96	17,97	28,24	33,5	6,8	-		
	17	0,32	2,13	5,07	5,52	0,106	28,24	130,4	0,92	0,798	33,05	27,26	28,24	33,5	6,8	-		
					5,52	0,106	28,24	136,29	0,92	0,798	33,05	27,26	28,24	33,5	6,8	-		
18	0,13	2,13	5,07	5,52	0,106	28,24	130,4	0,92	0,798	33,05	27,26	28,24	33,5	6,8	-			
				5,52	0,106	28,24	136,29	0,92	0,798	33,05	27,26	28,24	33,5	6,8	-			
19	0,32	18,4	5,52	5,52	0,106	28,24	130,4	0,92	0,798	33,05	27,26	28,24	33,5	6,8	-			
				5,52	0,106	28,24	136,29	0,92	0,798	33,05	27,26	28,24	33,5	6,8	-			
$s = 0,00853 \text{ м} = 0,8 \text{ см}$																		
Условие $\sigma_{ср} \leq 0,2\sigma_{zg}$ выполнено																		

Пример 8.4. Расчет отдельного фундамента под колонну здания по деформациям

Задача: Определить геометрические размеры отдельного фундамента под колонну здания и выполнить расчет осадки методом послойного суммирования.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.4); подвал здания эксплуатируемый, отапливаемый; расчетное сечение 2.
2. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.8 и А.9.
3. Глубина заложения фундамента $d = 2,05$ м (см. пример 8.2).
5. Расчетная схема фундамента (рис. 8.10).

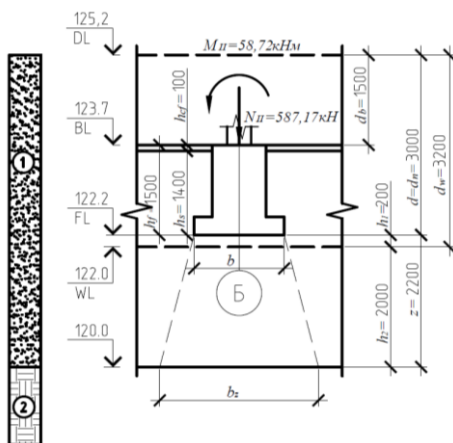


Рис. 8.10. Расчетная схема к примеру 8.4

Определение предварительных размеров подошвы фундамента

1. Определяем приближенную площадь подошвы фундамента:

$$A' = \frac{N_{II}}{R_0} = \frac{587,17}{300} = 1,96 \text{ м}^2.$$

2. Определяем предварительную ширину подошвы фундамен-

та: $b = \frac{\sqrt{A'}}{1,1} = \frac{\sqrt{1,96}}{1,1} = 1,27 \text{ м}$, длину $l = 1,1\sqrt{A'} = 1,1\sqrt{1,96} = 1,54 \text{ м}$.

3. Принимаем монолитный типовой фундамент Ф2.1.1 по табл. В.1. Ширина подошвы $b = 1,5 \text{ м}$, длина $l = 1,8 \text{ м}$. Высота фундамента $1,5 \text{ м}$, что соответствует расчетной схеме (рис. 8.2) → корректировка глубины заложения фундамента не требуется.

4. Определяем собственный вес фундамента (G_f) и вес грунта на обрезах фундамента (G_g).

Масса фундамента (объем фундамента $1,8 \text{ м}^3$, см. табл. В.1) $1,8 \cdot 2,4 = 4,32 \text{ т}$ → Вес фундамента $G_f = 4,32 \cdot 10 = 43,2 \text{ кН}$.

Площадь обреза плитной части фундамента $1,5 \cdot 1,8 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,89 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1 \text{ м}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$ → вес грунта $20,2 \cdot 1,1 \cdot 1,89 = 42,00 \text{ кН}$.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Объемный вес бетона 20 кН/м^3 → вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 1,89 = 3,78 \text{ кН}$.

Итого $G_g = 42,00 + 3,78 = 45,78 \text{ кН}$.

5. Определяем среднее давление под подошвой фундамента p :

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{587,17 + 43,2 + 45,78}{1,5 \cdot 1,8} = 250,43 \text{ кПа}$$

6. Проверяем условие $p \leq R_0$: $250,43 \text{ кПа} < 300 \text{ кПа}$ → условие выполняется.

Разница между p и R_0 не должна превышать 20 %:

$\Delta(p, R_0) = (300 - 250,43) / 300 \cdot 100 \% = 16,5 \% < 20 \%$ → условие выполняется.

Определение расчетного сопротивления грунтов основания:

1. По табл. 5.4 [9] для песков мелких $\gamma_{c1} = 1,3$, для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины к высоте $L / H = 19,7 / 9,1 = 1,84$ интерполяцией определяем $\gamma_{c2} = 1,27$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $\rightarrow k = 1$.

По табл. 5.5 [9] для $\varphi_{II} = 30^\circ \rightarrow M_\gamma = 1,15, M_q = 5,59, M_c = 7,95$.

Для $b = 1,5 \text{ м} < 10 \text{ м} \rightarrow k_z = 1$.

Для расчетного слоя (ИГЭ-1) $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3, c_{II} = 2 \text{ кПа}$.

Приведенную глубину заложения фундаментов определяем по формуле

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 1,4 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 1,5 \text{ м.}$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times \left[1,15 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2 \right] = \\ = 593,04 \text{ кПа.}$$

2. Проверяем условие (8.3): $p + q \leq R$.

Равномерно распределенная нагрузка на пол подвала для жилых зданий по табл. 8.3 [7] $q = 2,0 \text{ кПа}$.

$250,43 + 2 = 252,43 \text{ кПа} \leq 593,04 \text{ кПа} \rightarrow$ условие выполняется.

Разница не должна превышать 20 %:

$\Delta = (593,04 - 252,43) / 593,04 \cdot 100 \% = 57,4 \% > 20 \% \rightarrow$ условие не выполняется, принимаем фундамент Ф 1.1.1 с мень-

шей площадью подошвы фундамента. Ширина подошвы $b = 1,5$ м, длина $l = 1,5$ м. Высота фундамента $1,5$ м. Повторяем расчет.

Масса фундамента (объем фундамента $1,6$ м³, см. табл. В.1) $1,6 \cdot 2,4 = 3,84$ т \rightarrow вес фундамента $G_f = 3,84 \cdot 10 = 38,4$ кН.

Площадь обреза плитной части фундамента $1,5 \cdot 1,5 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,44$ м². Высота слоя грунта на обресе фундамента $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1$ м, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2$ кН/м³ \rightarrow вес грунта $20,2 \cdot 1,1 \cdot 1,44 = 32,00$ кН.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1$ м. Объемный вес бетона 20 кН/м³ \rightarrow вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 1,44 = 2,88$ кН.

Итого $G_g = 32,00 + 2,88 = 34,88$ кН.

Среднее давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{587,17 + 38,4 + 34,88}{1,5 \cdot 1,5} = 293,5 \text{ кПа.}$$

Расчетное сопротивление грунтов основания

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + (5,59 - 1)1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = \\ = 593,04 \text{ кПа.}$$

Повторно проверяем условие $p + q \leq R$:

$293,5 + 2 = 295,5$ кПа $\leq 593,04$ кПа \rightarrow условие выполняется.

Разница не должна превышать 20 %:

$\Delta = (593,04 - 295,5) / 593,04 \cdot 100$ % $= 50,2$ % > 20 % \rightarrow условие не выполняется, принимаем фундамент (индивидуального изготовления) с меньшей площадью подошвы. Ширина подошвы $b = 1,2$ м, длина $l = 1,2$ м. Высота фундамента $1,5$ м. Повторяем расчет:

масса фундамента $(1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,2) 2,4 = 3,36$ т \rightarrow вес фундамента $G_f = 3,36 \cdot 10 = 33,6$ кН.

Площадь обреза плитной части фундамента $1,2 \cdot 1,2 - 0,9 \cdot 0,9 = 0,63 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1 \text{ м}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес грунта $20,2 \cdot 1,1 \cdot 0,63 = 14,0 \text{ кН}$.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Объемный вес бетона $20 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 0,63 = 1,26 \text{ кН}$.

Итого $G_g = 14,0 + 1,26 = 17,64 \text{ кН}$.

Среднее давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{587,17 + 33,6 + 17,64}{1,2 \cdot 1,2} = 443,34 \text{ кПа}$$

Расчетное сопротивление грунтов основания

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + (5,59 - 1)1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = \\ = 581,55 \text{ кПа}.$$

Повторно проверяем условие $p + q \leq R$:

$443,34 + 2 = 445,34 \text{ кН} \leq 581,55 \text{ кН} \rightarrow$ условие выполняется.

Разница не должна превышать 20 %:

$\Delta = (581,55 - 445,34) / 581,55 \cdot 100 \% = 23,4 \% \approx 20 \% \rightarrow$ условие выполняется.

Проверка краевых напряжений.

Для данного здания должны выполняться условия $e/l \leq 1/4$ и $p_{\max} \leq 1,2R$.

Условие $p_{c,\max} \leq 1,5R$ не проверяем, поскольку момент M_{II} действует только в одной плоскости.

Определяем эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента

$$e = \frac{M_{II}}{pA} = \frac{58,72}{443,34 \cdot 1,2 \cdot 1,2} = 0,092 \text{ м.}$$

Рассчитываем момент сопротивления площади подошвы фундамента $W = bl^2 / 6 = 1,2 \cdot 1,2^2 / 6 = 0,29 \text{ м}^3$.

Поскольку $e/l = 0,092/1,2 = 0,08 < 1/6$, расчет краевого давления производим по формуле (8.15):

$$p_{\max} = 443,34 + \frac{58,72}{0,29} + 2 = 647,82 \text{ кПа.}$$

Проверяем условия:

$$e/l = 0,092/1,2 = 0,08 < 1/4 \rightarrow \text{условие выполняется;}$$

$p_{\max} = 647,82 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 581,55 = 697,86 \text{ кПа} \rightarrow \text{условие выполняется.}$

Проверка прочности подстилающего слоя.

1. Выполнение данной проверки требуется, поскольку рабочий слой грунта основания (ИГЭ-1) с модулем деформации $E = 18,4 \text{ МПа}$ подстилается более слабым грунтом ИГЭ-2 – торфом с $E = 2,0 \text{ МПа}$.

Глубина расположения слоя слабого грунта от подошвы фундамента $z = 2,2 \text{ м}$.

$$\text{Должно выполняться условие (8.26) } \sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} \leq R_z .$$

2. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от нагрузки на фундамент:

$$\sigma_{zp} = \alpha_1 p = 0,127 \cdot 452,88 = 57,59 \text{ кПа,}$$

$$\xi_1 = 2z/b = 2 \cdot 2,2 / 1,2 = 2,933,$$

табл. 5.8 СП 22.13330.2016 [9] для $\eta = l/b = 1,2 / 1,2 = 1,0$ интерполяцией определяем $\alpha_1 = 0,127$.

3. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 20,2 \cdot 3,0 + 20,2 \cdot 0,2 + 10,43 \cdot 2,0 = 85,5 \text{ кПа.}$$

Для расчета σ_{zg} в пределах глубины z выделяем два слоя, поскольку присутствуют грунтовые воды:

1-й – выше уровня грунтовых вод, $h_1 = 0,2$ м, $\gamma_1 = 20,2$ кН/м³,

2-й – ниже уровня грунтовых вод, $h_2 = 2,0$ м, γ_2 (γ_{sbl}) = = 10,43 кН/м³, $d_n = 3,0$ м.

4. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, грунта:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_2 \sigma_{zg,0} = \alpha_2 \gamma' d_n = 0,336 \cdot 20,2 \cdot 2,05 = 13,94 \text{ кПа;}$$

$\xi_2 = 2z/B = 2 \cdot 2,2 / 2,2 = 2$, где $B = 2,2$ м – ширина котлована.

$\eta = L/B = 2,2 / 2,2 = 1,0$, где L – длина котлована.

По табл. 5.8 [9] для $\eta = 1,0$ и $\xi_2 = 2 \rightarrow \alpha_2 = 0,336$. Длину и ширину котлована назначаем условно на 1,0 м больше размеров подошвы фундамента.

Определяем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{Ap}{\sigma_{zp}} = \frac{1,2 \cdot 1,2 \cdot 452,88}{57,59} = 11,32 \text{ м}^2.$$

Ширина условного фундамента $b_z = \sqrt{A_z} = \sqrt{11,32} = 3,36$ м.

5. Определяем расчетное сопротивление грунта на глубине z от подошвы фундамента.

Для торфа принимаем минимальные значения коэффициентов $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $\rightarrow k = 1$.

По табл. 5.5 [9] для $\varphi_{II} = 28^\circ \rightarrow M_\gamma = 0,98, M_q = 4,93, M_c = 7,40$.

Для $b_z = 3,36 \text{ м} < 10 \text{ м} \rightarrow k_z = 1$.

Для подстилающего слоя (ИГЭ-2) γ_{II} принимаем с учетом взвешивающего действия воды $2,13 \text{ кН/м}^3$.

Для грунтов, расположенных выше подошвы условного фундамента (ИГЭ-1), γ'_{II} определяем осредненное значение по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{d_n \gamma_1 + h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2}{d_n + h_2 + h_2} = \frac{3,0 \cdot 20,2 + 0,2 \cdot 20,2 + 2 \cdot 10,43}{3,0 + 0,2 + 2} = 16,44 \text{ кН/м}^3.$$

Удельное сцепление для торфа (ИГЭ-2) $c_{II} = 0 \text{ кПа}$.

Приведенную глубину заложения условного фундамента определяем по формуле

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 3,6 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 3,7 \text{ м}.$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] = \frac{1 \cdot 1}{1} \times \\ \times [0,98 \cdot 1 \cdot 3,36 \cdot 2,13 + 4,93 \cdot 3,7 \cdot 16,44 + (4,93 - 1) 1,5 \cdot 16,44 + 7,40 \cdot 0] = 403,81 \text{ кПа}.$$

6. Проверяем условие

$$\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} = 56,3 - 20,36 + 85,5 = 121,44 \text{ кПа} <$$

$R_z = 403,81 \text{ кПа} \rightarrow$ условие выполняется.

Расчет осадки

1. Подготавливаем расчетную схему.

Производим разбиение сжимаемой толщи на элементарные слои толщиной не более $0,4b = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ м}$. Маркируем

слои $i = 1-11$. Определяем глубину заложения и высоту каждого слоя z_i и h_i .

Определяем удельный вес γ_{II} и модуль деформации E для каждого слоя. Для слоев ниже уровня грунтовых вод удельный вес принимаем с учетом взвешивающего действия воды. Для суглинка (ИГЭ-3) $I_L = 0,24 < 0,25 \rightarrow$ взвешивающее действие воды не учитывается:

- для слоя 1: $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$, $E = 18,4 \text{ МПа}$;
- слоев 2–6: $\gamma_{II} = \gamma_{sbII} = 10,43 \text{ кН/м}^3$, $E = 18,4 \text{ МПа}$;
- слоев 7–11: $\gamma_{II} = \gamma_{sbII} = 2,13 \text{ кН/м}^3$, $E = 2 \text{ МПа}$.

Выносим полученную информацию на схему рис. 8.11.

2. Определяем напряжения под подошвой фундамента $\sigma_{zp,0}$,

$\sigma_{zg,0}$, $\sigma_{z\gamma,0}$:

$$\sigma_{zp,0} = p = 452,88 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n = 20,2 \cdot 3,0 = 60,6 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{z\gamma,0} = \sigma_{zg,0} = 60,6 \text{ кПа}.$$

3. Дальнейший расчет сводим в табл. 8.3.

Для каждого значения z :

– определяем $\xi_{i1} = 2 z / b$ и по табл. 5.8 [СП 22.13330.2016]

определяем α_{i1} для $\eta = l / b = 1$;

– для расчета $\sigma_{z\gamma}$ определяем α_{i2} по табл. 5. [СП 22.13330.2016], для значений:

$\xi_{i2} = 2 z / B$, где $B = 2,2 \text{ м}$ – ширина котлована;

$\eta = L / B = 2,2 / 2,2 = 1,0$, где $L = 2,2 \text{ м}$ – длина котлована;

– производим расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , $\sigma_{z\gamma}$:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_{i1} p \quad \sigma_{z\gamma,i} = \alpha_{i2} \sigma_{zg,0},$$

для расчета значения $\sigma_{zg,i}$ при известном значении для предыдущего слоя $\sigma_{zg,i-1}$ пользуемся формулой $\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,i-1} + \gamma_i h_i$, например:

$$\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma_1 h_2 = 60,6 + 20,2 \cdot 0,2 = 64,64 \text{ кПа},$$

– определяем величину $0,5 \sigma_{zg}$ и проводим проверку $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}$.

Условие выполнилось для 7-го слоя. Поскольку модуль деформации данного слоя менее 7 МПа, продолжаем расчет, добиваясь выполнения условия $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$. Для слоев ниже 7-го в табл. 8.3 рассчитываем значение $0,2 \sigma_{zg}$.

Условие $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$ выполнилось для 11-го слоя \rightarrow расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , σ_{zy} прекращаем.

4. Для слоев 1–11 рассчитываем средние напряжения σ_{zp} и σ_{zy} . По формуле (8.24) определяем осадку каждого слоя. Простым суммированием полученных осадок для каждого слоя определяем общую осадку $s = 3,83$ см.

5. Предельное значение осадки согласно прил. Г [9] $s_u = 20$ см.

Проверяем условие (8.2): $s = 3,83$ см $<$ $s_u = 20$ см \rightarrow осадки не превышают предельных.

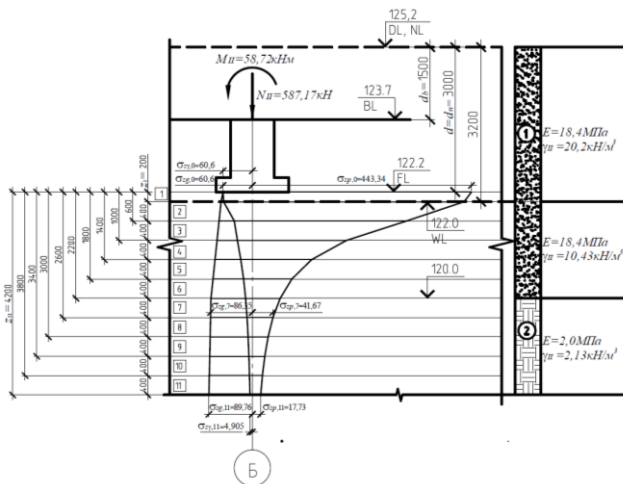


Рис. 8.11. Расчетная схема для определения осадки к примеру 8.4

Расчет осадки основания методом последыного суммирования для примера 8.4

№ ИГЭ	№ слоя i	h_i , м	γ_6 , кН/м ³	z_0 , м	Напряжения на границе слоев, кПа							Средние напряжения в слое, кПа		E_p , МПа	s_p , м	Примечание
					$\xi_{z1} = \frac{z_1}{2z/b}$	α_{z1}	σ_{zp}	σ_{zg}	$\xi_{z2} = \frac{z_2}{2z/B}$	α_{z2}	σ_{z1}	$0,5\sigma_{zg,i}$ (0,2 σ_{zp}) кПа	σ_{zpi}			
1	1	0,2	20,2	0	1	452,88	60,6	0	1	60,6	30,3	445,3	60,05	18,4	0,0035	Условие $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}$ выполнено
	2	0,4	10,43	0,2	0,333	437,78	64,64	0,182	0,982	59,5	32,32	378,1	48,42	18,4	0,0059	
	3	0,4	10,43	0,6	1	318,37	68,81	0,545	0,902	37,34	34,41	256,6	34,14	18,4	0,0040	
	4	0,4	10,43	1	1,667	194,81	72,98	0,909	0,747	30,94	36,49	158,6	27,42	18,4	0,0024	
	5	0,4	10,43	1,4	2,333	122,35	77,16	1,273	0,578	23,91	38,58	102	21,04	18,4	0,0015	
2	6	0,4	10,43	1,8	3	81,75	81,33	1,636	0,439	18,17	40,66	69,67	16,04	18,4	0,0010	Условие $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$ выполнено
	7	0,4	2,13	2,2	3,667	57,59	85,5	2	0,336	13,91	42,75	50,04	12,43	2	0,0064	
	8	0,4	2,13	2,6	4,333	42,50	86,35	2,364	0,264	10,94	43,18	37,55	9,842	2	0,0047	
	9	0,4	2,13	3	5	32,61	87,2	2,727	0,211	8,745	17,44	29,17	7,917	2	0,0037	
	10	0,4	2,13	3,4	5,667	25,74	88,06	3,091	0,171	7,089	17,61	23,29	6,475	2	0,0029	
	11	0,4	2,13	3,8	6,333	20,83	88,91	3,455	0,142	5,861	17,78	19,02	5,383	2	0,0024	
$s = 0,0383$ м = 3,83 см																

8.8. Расчет оснований по несущей способности (первая группа предельных состояний)

Расчет оснований по несущей способности должен производиться:

- а) в случаях, если на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;
- б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- в) основание сложено водонасыщенными медленно уплотняющимися грунтами;
- г) основание сложено скальными грунтами.

В рамках выполнения курсового проектирования, как правило, рассматриваются случаи проектирования фундаментов, не входящие в данный перечень, поэтому расчеты по первой группе предельных состояний не выполняются.

При выполнении курсовой работы с элементами теоретических или экспериментальных исследований и (или) сопряженной с проектированием фундаментов и оснований, попадающих в данный перечень, расчеты по первой группе предельных состояний выполнять в соответствии с п. 5.7 [9].

8.9. Оформление графического листа по результатам расчета ФМЗ

После выполнения расчетов ФМЗ по двум группам предельных состояний оформляют графический лист курсового проекта (формат А1).

Схема графического листа для ленточного фундамента приведена на рис. А.6. В общем случае лист должен содержать следующую информацию:

- 1) Фрагмент плана рассчитанного фундамента:
 - для фундаментов из сборных ж/б конструкций:
 - план раскладки фундаментных плит (ФЛ);
 - план раскладки фундаментных блоков (ФБС).

План раскладки фундаментных блоков приводится для всех разнотипных рядов.

Раскладка блоков в рядах должна осуществляться с перевязкой не менее $0,4h$, где h – высота фундаментного блока. Для грунтов основания с модулем деформации E менее 1 МПа величина перевязки должна составлять не менее h ;

- для монолитных фундаментов:
 - план монолитной фундаментной подушки;
 - план монолитной стеновой части фундамента.

На соответствующих планах производится маркировка сборных и монолитных элементов фундаментов, указываются привязка к осям и отметка подошвы фундамента. Пример оформления планов для ленточного фундамента приведен на рис. А.15.

2) Поперечный разрез фундамента.

На разрезе отображаются фундаментная подушка и стеновая часть фундамента, перекрытие первого этажа, полы подвала и первого этажа.

Указываются маркировка сборных и монолитных элементов фундаментов, привязка к осям, высотные отметки (подошвы и обреза фундамента, полов подвала и первого этажа), состав полов подвала и первого этажа.

Пример оформления разреза для ленточного фундамента приведен на рис. А.16.

3) Фрагмент развертки проектируемого фундамента.

На развертке отображаются фундаментная подушка и стеновая часть фундамента. Для стеновой части фундамента из сборных элементов (ФБС) производится маркировка рядов (снизу вверх).

Указываются маркировка сборных и монолитных элементов фундаментов, привязка к осям, высотные размеры фундамента.

Пример оформления развертки для ленточного фундамента приведен на рис. А.17.

4) Выкопировка из генплана и инженерно-геологический разрез.

Примеры приведены на рис. А.8 и А.9.

5) Спецификация элементов и материалов на запроектированный фундамент.

Пример оформления спецификации для ленточного фундамента приведен на рис. А.18.

6) Примечания.

В примечаниях указывается абсолютная отметка, соответствующая относительной отметке $+0,000$, инженерно-геологический элемент, являющийся основанием ФМЗ, с указанием его основных характеристик (E , c_{II} , φ_{II} , γ_{II}), сведения об уровне грунтовых вод.

Схема графического листа для **отдельного фундамента** приведена на рис. А.7. В общем случае лист должен содержать следующую информацию:

1) Фрагмент плана рассчитанного фундамента.

На плане производится маркировка сборных и монолитных элементов фундаментов, указываются привязка к осям и отметка подошвы фундамента. Пример оформления плана для отдельного фундамента приведен на рис. А.19.

2) Поперечный разрез фундамента.

На разрезе отображаются фундамент, передающая нагрузку колонна, перекрытие первого этажа, полы подвала и первого этажа.

Указываются маркировка сборных и монолитных элементов фундамента, привязка к осям, высотные отметки (подошвы и обреза фундамента, полов подвала и первого этажа), состав полов подвала и первого этажа.

Пример оформления разреза для отдельного фундамента приведен на рис. А.20.

3) Опалубочные чертежи проектируемого фундамента.

На лист выносятся план и разрез фундамента.

На плане указываются опалубочные размеры плитной части и подколонника, на разрезе дополнительно приводятся высотные размеры фундамента.

Пример оформления опалубочных чертежей для отдельного фундамента приведен на рис. А.21.

4) Выкопировка из генплана и инженерно-геологический разрез.

Примеры приведены на рис. А.8 и А.9.

5) Спецификация элементов и материалов на запроектированный фундамент.

6) Примечания.

Требования к оформлению расчетной схемы, спецификации и примечаний для отдельного фундамента аналогичны ленточному фундаменту (см. выше).

9. Проектирование свайных фундаментов

Свайей называют погруженный в готовом виде или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на основание.

Свайным фундаментом считают группу свай, объединенных сверху свайным ростверком.

Свайным ростверком называют плиту или балку, объединяющую группу свай, предназначенную для передачи и равномерного распределения нагрузки на сваи. Ростверки являются несущими конструкциями, служат для опирания надземных конструкций зданий.

Сваи различают по условиям изготовления и погружения, материалу, по условиям взаимодействия с грунтом, а также по размерам и формам поперечного и продольного сечения.

При выполнении курсового проектирования рассматриваются свайные фундаменты из призматических сплошных и составных свай. Типовые конструкции призматических забивных свай можно принимать по серии 1.011.1-10 [31; 32].

По условиям взаимодействия свай с грунтом различают *сваи-стойки* и *висячие сваи*. Данная классификация свай крайне важна, так как в зависимости от принятой схемы определяется предельное сопротивление грунта основания сваи F_d (несущая способность свай по грунту).

В соответствии с СП 24.13330.2011 [10] к сваям-стойкам надлежит относить сваи всех видов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные сваи, кроме того, – на слабдеформируемые грунты, то есть с модулем деформации $E > 50$ МПа (табл. В.4 ГОСТ 25100-2011 [23]), и передающие нагрузку на основании преимущественно по пяте сваи.

К висячим сваям относятся сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания своей боковой поверхностью и нижним концом [10].

Сваи и свайные фундаменты рассчитываются по двум группам предельных состояний [10]:

- первая группа: по несущей способности одиночных свай и свайных фундаментов при действии вертикальных нагрузок;
- вторая группа: по осадкам свайных фундаментов при действии вертикальных нагрузок.

Расчет несущей способности одиночной сваи по грунту F_d выполняется на основном и особом сочетании расчетных нагрузок. При расчете свайных фундаментов по первой группе предельных состояний, при определении несущей способности свай расчетные нагрузки N_I , M_I принимаются с коэффициентом надежности γ_f по СП 20.13330.2016 [7].

Расчет свайных фундаментов по деформациям при определении осадок фундаментов ведется на расчетные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

9.1. Расчет свайных фундаментов по несущей способности

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия [10]:

$$\gamma_n \cdot N \leq \frac{F_d}{\gamma_{c.g.}}, \quad (9.1)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании); F_d – предельное сопротивление грунта основания одиночной сваи, называемое в дальнейшем несущей способностью сваи; γ_n – коэффициент надежности по ответственности сооружения (класса сооружения), принимаемый по ГОСТ 27751-2014 [24], но не менее 1 (для учебных целей рекомендуется принимать значение 1,15); $\gamma_{c.g.}$ – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным: 1,2 – если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой; 1,25 – если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта или по результатам динамических испытаний сваи, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваем или сваем-зондом; 1,4 – если несущая способность сваи определена расчетом с использованием таблиц свода правил, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта; 1,4 (1,25) – для фундаментов опор мостов при низком ростверке, на висячих сваях (сваях трения) и сваях-стойках, а при высоком ростверке – только при сваях-стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку независимо от числа свай в фундаменте; 1,5 – если несущая способность сваи определена расчетом с использованием компьютерных программ на основании численного моделирования.

Расчет выполняют в следующей последовательности:

- определение несущей способности одиночной сваи F_d ;
- определение расчетной нагрузки на одиночную сваю N ;

- определение требуемого числа свай n в составе фундамента и конструирование ростверка;
- определение расчетной нагрузки, действующей на сваю в составе фундамента N , и проверка условия (9.1).

9.1.1. Определение несущей способности одиночной сваи по грунту

Определение несущей способности одиночной сваи по грунту F_d производится:

- с учетом особенностей типа сваи (свая-стойка или висячая);
- метода устройства сваи (забивная, буровая, набивная).

Несущая способность F_d сваи-стойки (забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой сваи, опирающейся на скальный грунт, а также забивной сваи, опирающейся на слабodeформируемый грунт) принимается равной несущей способности сваи под нижним концом сваи F_{db} :

$$F_d = F_{db}. \quad (9.2)$$

Несущую способность основания под нижним концом сваи следует определять, используя расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, по формуле

$$F_{db} = \gamma_c RA, \quad (9.3)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$; A – площадь опирания на грунт сваи, м^2 ; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа.

Для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и слабodeформируемые грунты, следует принимать $R = 20\,000$ кПа.

Для набивных, буровых свай и сваи-оболочки, заполняемых бетоном, опирающихся на неветрелые скальные грунты (без слабых прослоек) и заглубленные в них менее чем на 0,5 м, R следует определять по формуле

$$R = R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g}, \quad (9.4)$$

где R_m – расчетное сопротивление массива скального грунта под нижним концом сваи-стойки, определяемое по $R_{c,m,n}$ – нормативному значению предела прочности на одноосное сжатие массива скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяемому, как правило, в полевых условиях; γ_g – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Для предварительных расчетов оснований сооружений всех уровней ответственности значения характеристик R_m и $R_{c,m,n}$ допускается принимать равными

$$R_m = R_c K_s, \quad (9.5)$$

$$R_{c,m,c} = R_{c,n} K_s, \quad (9.6)$$

где R_c и $R_{c,n}$ – соответственно расчетное и нормативное значения предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяются по результатам испытаний образцов отдельностей (монолитов) в лабораторных условиях; K_s – коэффициент, учитывающий снижение прочности ввиду трещиноватости скальных грунтов, принимаемый по табл. 7.1 СП 24.13330.2011 [10].

В любом случае значение R следует принимать не более 20 000 кПа.

Расчетное сопротивление скального грунта R для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в невыветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, определяется по формуле

$$R = R_m \left(1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f} \right), \quad (9.7)$$

l_d – расчетная глубина заделки набивной и буровой сваи и сваи-

оболочки в скальный грунт, м; d_f – наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой свай и свай-оболочки, м.

Значение фактора заглубления $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$ принимается не более 3.

Для окончательных расчетов оснований сооружений I и II уровней ответственности, а также оснований, сложенных выветрелыми, размягчаемыми, со слабыми прослойками скальными грунтами, несущую способность свай-стойки следует принимать по результатам испытаний свай статической нагрузкой.

Для свай-оболочек, равномерно опираемых на поверхность невыветрелого скального грунта, прикрытого слоем нескальных неразмываемых грунтов толщиной не менее трех диаметров свай-оболочки, R определяют по формуле (9.7), принимая фактор заглубления $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$ равным единице.

Несущую способность F_d свай забивной и вдавливаемой свай следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом свай и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{R,R} RA + u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i \right), \quad (9.8)$$

где γ_c – коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$; A – площадь опирания на грунт свай, м²; u – наружный периметр поперечного сечения свай, м; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, принимаемое по табл. 7.2 [10]; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай, кПа, принимаемое по табл. 7.3 [10]; h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м; $\gamma_{R,R}$, $\gamma_{R,f}$ – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой

поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по табл. 7.4 [10].

Для выполнения расчета несущей способности висячей сваи предварительно составляют расчетную схему, пример приведен на рис. 9.1.

Производят разбиение околосвайного грунта на слои толщиной не более 2,0 м. Определяют расстояние от отметки NL до середины каждого слоя z_i и до нижнего конца сваи z_l . В зависимости от полученных значений находят R и f_i по табл. 7.2 и 7.3 [10].

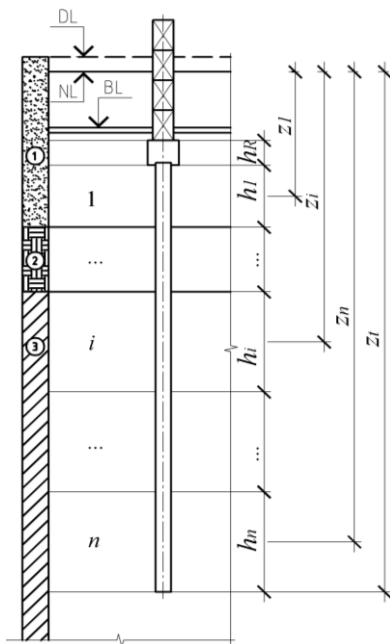


Рис. 9.1. Расчетная схема к определению несущей способности висячей сваи

При наличии в основании свайного фундамента слоя торфа необходимо учитывать силы негативного трения, возникающие

за счет его осадки. Силы негативного трения учитываются на участке ствола сваи выше подошвы слоя торфа. На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f_i принимается равным табличному значению со знаком «минус», для самого торфа равным минус 5 кПа согласно п. 7.2.12 [10].

9.1.2. Определение расчетной нагрузки на сваю

Расчетная нагрузка на сваю определяется по формуле

$$N = \frac{F_d}{\gamma_n \gamma_{c.g}}, \quad (9.9)$$

где $F_d, \gamma_n, \gamma_{c.g}$ – см. формулу (9.1).

9.1.3. Определение требуемого количества свай в составе фундамента

Для фундамента колонны определяется требуемое количество свай в кусте

$$n = \frac{N_1 k}{N - g_r - g_g - G_p}, \quad (9.10)$$

где n – количество свай в фундаменте, округленное до целого числа в сторону увеличения; N_1, M_1 – нагрузки в уровне обреза фундамента по первой группе предельных состояний; N – расчетная нагрузка на сваю, определенная по указаниям п. 9.1.2; g_r, g_g – вес ростверка и грунта на его уступах, приходящиеся на одну сваю; G_p – вес свай, принимаемый с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$; k – коэффициент, учитывающий наличие момента в расчетном сечении:

$$k = 1 + 1,8 \frac{M_1}{N_1}. \quad (9.11)$$

Для фундамента стен, при рядовом расположении свай, определяют требуемый шаг свай

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_1}, \quad (9.12)$$

где a – требуемый шаг свай; N_1 – нагрузка на погонный метр фундамента по первой группе предельных состояний.

Предварительно, когда размеры фундамента неизвестны, вес ростверка и грунта на его обрезах можно принять равными

$$g_r + g_g = (3d)^2 d_r \gamma_{m1}, \quad (9.13)$$

где d_r – глубина заложения низа ростверка от DL ; d – условный диаметр свай, для свай квадратного сечения принимается равным $\sqrt{4A/\pi}$; γ_{m1} – среднее значение удельных весов бетона фундамента и грунта на его обрезах, принимается равным 20 кН/м^3 .

Далее производят конструирование ростверка свайного фундамента, которое осуществляется с учетом требуемого количества свай в составе фундамента и конструктивных требований к минимальным размерам ростверка в плане и по высоте.

При конструировании ростверка необходимо соблюдать минимальные расстояния между сваями или осями для свай различных типов:

- забивные висячие сваи без уширений – между осями свай $\geq 3d$;
- забивные сваи-стойки – между осями свай $\geq 1,5d$;
- буровые, набивные, сваи-оболочки, скважины свай-столбов – в свету между сваями $\geq 1 \text{ м}$;
- сваи с уширениями – в свету между уширениями $\geq 1 \text{ м}$;
- сваи с уширениями, при устройстве в твердых и полутвердых пылевато-глинистых грунтах – в свету между уширениями $\geq 0,5 \text{ м}$.

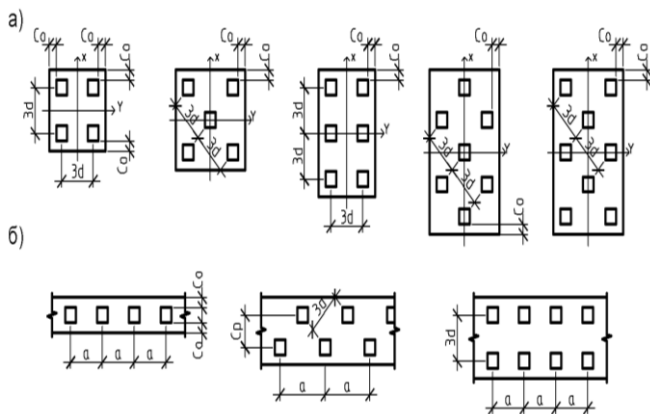


Рис. 9.2. Схемы расположения свай в ростверках
 а) свайные кусты; б) свайные ленты

Расстояние между осями забивных висячих свай должно быть не менее $3d$ (где d – сторона поперечного сечения ствола сваи), а свай-стоек – не менее $1,5d$. Максимальное расстояние между осями забивных свай, как правило, не должно превышать $6d$. Расстояние от края ростверка до грани сваи $c_0 \geq 0,1$ м, но не более $0,5d$.

При шахматном расположении свай в составе ленточных фундаментов (рис. 9.2, б) расстояние между осями свай определяется по формуле

$$c_p = \sqrt{(3d)^2 - (a/2)^2} \leq 3d, \quad (9.14)$$

где a – шаг свай в ряду.

Ширину ростверка ленточного свайного фундамента определяют по формуле

$$b_p = d + 2c_0 + (i-1)c_p, \quad (9.15)$$

где i – число рядов свай.

Как правило, ростверки выполняются из монолитного железобетона. Высота ростверка и его армирование принимаются по расчету по СП 63.13330.2018 [13]. Класс бетона, применяемого для ростверка, не менее В15. Конструктивно высота ростверка принимается не менее размера сторон свай и должна учитывать вид сопряжения свай с ростверком.

Сваи размещаются обязательно в углах здания и в узлах пересечения несущих стен. При однорядном расположении свай в каменных зданиях целесообразно размещать сваи в узлах пересечения продольных и поперечных стен.

Для колонн промышленных зданий свайные фундаменты проектируются с учетом действующих нагрузок. Применяются кусты из 2–3 и более свай. Сваи в кусте внецентренно нагруженного отдельно стоящего фундамента следует размещать таким образом, чтобы равнодействующая нагрузок проходила ближе к центру тяжести плана свай. Примеры расположения свай в кустах представлены на рис. 9.2, а.

9.1.4. Проверка расчетной нагрузки, действующей на сваи в составе фундамента

После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров определяют нагрузку, приходящуюся на каждую сваю в составе фундамента с учетом веса ростверка, расположения свай в составе фундамента и видов нагрузок, действующих на фундамент.

Расчетную нагрузку на крайнюю сваю в кусте находят по формуле

$$N_{\max} = \frac{N_1 + G_R + G_g}{n} + G_p \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g} \gamma_n}, \quad (9.16)$$

где G_R , G_g – нагрузка от веса ростверка и грунта на его обрезах с учетом коэффициента надежности по нагрузке 1,1 и 1,15 соответственно; n – число свай в фундаменте.

Расчетная нагрузка на сваю в кусте при наличии моментов проверяется по формулам

$$N_{\max} = \frac{N_1 + G_R + G_g}{n} + \frac{M_{lx}y}{\sum y_i^2} + \frac{M_{ly}x}{\sum x_i^2} + G_p \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g}\gamma_n}, \quad (9.17)$$

$$N_{\min} = \frac{N_1 + G_R + G_g}{n} - \frac{M_{lx}y}{\sum y_i^2} - \frac{M_{ly}x}{\sum x_i^2} + G_p > 0, \quad (9.18)$$

где M_x , M_y – расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка; x_i , y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м; x , y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

Для ленточного фундамента проверку расчетной нагрузки выполняют по формуле

$$N_{\max} = \frac{N_1 + G_R + G_g}{i} a + G_p \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g}\gamma_n}. \quad (9.19)$$

Если условие выполняется и запас не превышает 15 %, расчет заканчивают. Если не выполняется, то необходимо выбрать другой тип свай с большей несущей способностью или увеличить число свай в фундаменте и повторить расчет.

Пример 9.1. Расчет свайного фундамента под несущую стену по несущей способности

Задача: Произвести расчет свайного фундамента под несущую стену по первой группе предельных состояний.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.3); подвал здания эксплуатируемый, отапливаемый; расчетное сечение 1.

2. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.7 и А.8.

3. Схема с предварительно назначенными размерами фундамента (рис. А.12).

Определение несущей способности одиночной сваи по грунту.

Согласно предварительно выбранным размерам (рис. А.12) принята свая длиной 7,0 м. Сечение сваи примем 30×30 см. Таким образом, предварительная марка сваи С70.30.

Поскольку свая опирается на глинистые грунты с модулем деформации $E < 50$ МПа, она работает как висячая → расчет несущей способности производим по формуле (9.8):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} RA + u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i).$$

Для выполнения расчета составляем расчетную схему (рис. 9.3).

Околосвайный грунт разбиваем на слои толщиной не более 2,0 м с учетом границ ИГЭ и уровня грунтовых вод. Всего выделено 5 слоев толщиной h_{1-5} . Вычисляем расстояния от отметки DL до середины слоев z_{1-5} .

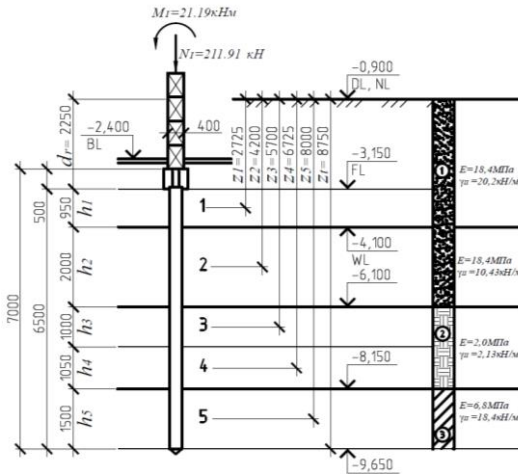


Рис. 9.3. Расчетная схема к примеру 9.1

Коэффициент условий работы сваи в грунте принимаем $\gamma_c = 1$.

Площадь опирания на грунт сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$.

Наружный периметр поперечного сечения сваи $u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$.

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи принимаем по табл. 7.2 [10] для $I_L = 0,24$ и $z_t = 8,75 \text{ м} \rightarrow R = 4192 \text{ кПа}$.

Расчетное сопротивление каждого слоя грунта основания на боковой поверхности сваи принимаем по табл. 7.3 [10] в зависимости от значений z_{1-5} .

Поскольку 1 и 2 слои представлены песком плотным, то расчетное сопротивление увеличиваем на 30 % относительно табличных значений.

Поскольку в основании свайного фундамента расположен слой торфа, необходимо учесть силы негативного трения, возникающие за счет его осадки. Силы негативного трения учитываем на участке ствола сваи выше подошвы слоя торфа, то есть для слоев 1 и 2. На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f принимается равным табличному значению со знаком «минус», для самого торфа $f = -5 \text{ кПа}$, то есть:

$f_1 = -42,4 \text{ кПа}$, $f_2 = -49,5 \text{ кПа}$, $f_3 = -5,0 \text{ кПа}$, $f_4 = -5,0 \text{ кПа}$,
 $f_5 = 54,8 \text{ кПа}$.

Коэффициенты условий работы грунта принимаем по табл. 7.4 [10] для способа погружения свай ударным методом $\gamma_{R,R} = \gamma_{R,f} = 1,0$.

Выполняем расчет:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} RA + u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i) = 1,0 [1,0 \cdot 4192 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 \times \\ \times (-42,4 \cdot 0,95 - 49,5 \cdot 2,0 - 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 54,8 \cdot 1,5)] = 296,35 \text{ кН}.$$

Определение расчетной нагрузки на сваю.

Предельно допустимая нагрузка на сваю N определяется по формуле (9.9)

$$N = \frac{F_d}{\gamma_{c.g} \gamma_n} = \frac{296,35}{1,15 \cdot 1,4} = 184,07 \text{ кН},$$

$\gamma_n = 1,15$ для класса сооружений КС-2;

$\gamma_{c.g} = 1,4$, поскольку несущая способность свай определена расчетом.

Определение требуемого количества свай в составе фундамента.

Для фундамента стен при рядовом расположении свай требуемый шаг свай определяют по формуле (9.12)

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_1}.$$

Предварительно вес ростверка и грунта на его обрезах принимаем по формуле (9.13)

$$g_r + g_g = (3d)^2 d_r \gamma_{mt} = (3 \cdot 0,34)^2 2,25 \cdot 20 = 46,82 \text{ кН}.$$

Глубина заложения низа ростверка $d_r = 2,25$ м.

$$\begin{aligned} \text{Условный диаметр свай равен } d &= \sqrt{4A/\pi} = \\ &= \sqrt{4 \cdot 0,09 / 3,14} = 0,34 \text{ м}. \end{aligned}$$

$$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3.$$

Вес свай С70.30 по табл. В.4 – 1,6 т, с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 1,6 \cdot 1,1 = 1,76 \text{ т} = 17,6 \text{ кН}$.

Вычисляем шаг свай:

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_1} = \frac{184,07 - 46,82 - 17,6}{211,91} = 0,56 \text{ м}.$$

Поскольку полученный шаг свай менее $3d = 0,9$ м, необходимо проектировать двухрядное расположение свай, что приведет к увеличению ростверка. Для того чтобы достичь однорядного расположения свай, увеличим длину свай на 2 м, принимаем сваю С 90.30.

Повторим расчет по п. 1–3.

Выполняем расчет несущей способности одиночной сваи по грунту:

Добавляем 6-й слой $h_6 = 1,0$ м, $z_6 = 9,75$ м.

Расчетная схема приведена на рис. 9.4.

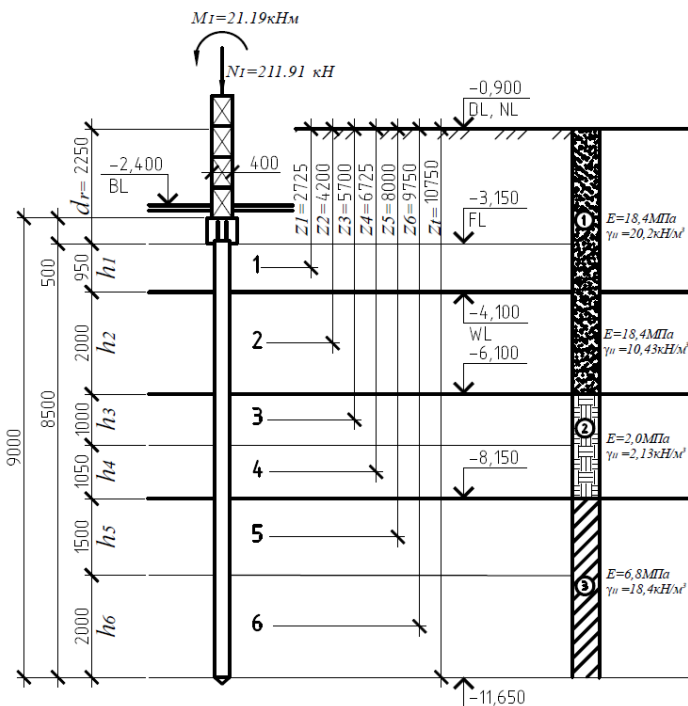


Рис. 9.4. Расчетная схема со свайей С90.30

$$\gamma_c = 1; A = 0,09 \text{ м}^2; u = 1,2 \text{ м.}$$

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай принимаем по табл. 7.2 [10] для $I_L = 0,24$ и $z_t = 10,75$ м $\rightarrow R = 4484$ кПа;

$$f_1 = -42,4 \text{ кПа}, f_2 = -49,5 \text{ кПа}, f_3 = -5,0 \text{ кПа}, f_4 = -5,0 \text{ кПа},$$

$$f_5 = 54,8 \text{ кПа}, f_6 = 56,84 \text{ кПа.}$$

$$\gamma_{R,R} = \gamma_{R,f} = 1,0.$$

$$\begin{aligned} F_d &= \gamma_c \left(\gamma_{R,R} RA + u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i \right) = \\ &= 1,0 [1,0 \cdot 4484 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (-42,4 \cdot 0,95 - 49,5 \cdot 2,0 - \\ &- 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 54,8 \cdot 1,5 + 56,84 \cdot 2,0)] = \\ &= 459,18 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Определяем расчетную нагрузки на сваю:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_{c,g} \gamma_n} = \frac{459,18}{1,15 \cdot 1,4} = 285,2 \text{ кН}.$$

Определяем требуемое количество свай в составе фундамента.

Вес сваи С90.30 по табл. В.4 – 2,05 т, с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 2,05 \cdot 1,1 = 2,26 \text{ т} = 22,6 \text{ кН}$.

Вычисляем шаг свай:

$$a = \frac{N - g_r - g_s - G_p}{N_1} = \frac{285,2 - 46,82 - 22,6}{211,91} = 1,02 \text{ м}.$$

Полученный шаг свай не менее $3d = 0,9 \text{ м}$, что позволяет применить однорядное расположение свай.

Конструирование ростверка.

Конструируем ростверк для участка стены по оси Б в осях 1–2. Расстояние от края ростверка до грани сваи $c_0 = 0,1 \text{ м}$, тогда ширина ростверка составит 0,5 м.

Сваи располагаем на пересечении с осями 1 и 2 по центру стен. Расстояние в осях крайних свай составило 6,32 м. Сваи по оси Б располагаем с шагом 0,9 м, что не более расчетного 0,95 м. Схема расположения свай приведена на рис. 9.5.

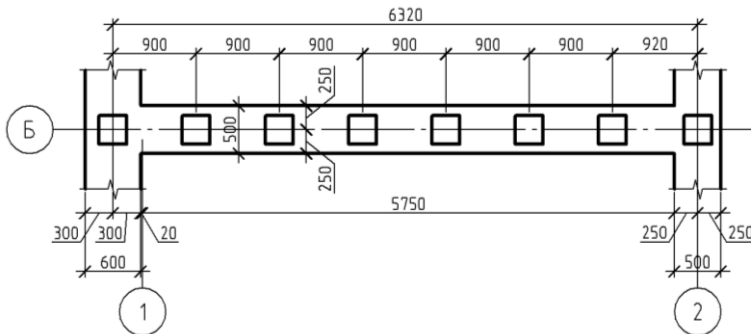


Рис. 9.5. Схема расположения свай

Проверка расчетной нагрузки, действующей на сваи в составе фундамента.

Проверку расчетной нагрузки выполняем по формуле (9.19):

$$N_{\max} = \frac{N_1 + G_R + G_g}{i} a + G_p \leq N.$$

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах (на 1 м.п.) с учетом коэффициента по надежности 1,1;

высота ростверка 0,5 м, ширина ростверка 0,5 м:

$$G_R = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 0,55 \text{ т} = 5,5 \text{ кН},$$

ширина уступов 0,1 м, высота грунта на уступе 0,15 м, толщина полов 0,1 м:

$$G_g = (0,1 \cdot 0,15 \cdot 20,2 + 0,1 \cdot 0,1 \cdot 20)1,1 = 0,6 \text{ кН}.$$

Выполняем проверку:

$$N_{\max} = \frac{211,91 + 5,5 + 0,6}{1} 0,92 + 22,6 = 223,17 \text{ кН} \leq N = 285,2 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Запас составляет $(285,2 - 223,17) / 285,2 \cdot 100 = 21 \%$, что превышает 15 %.

Уменьшаем количество свай в ряду (рис. 9.6), тогда максимальный шаг составит 1,07 м.

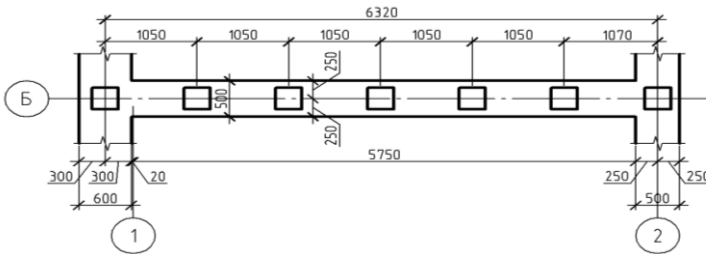


Рис. 9.6. Схема расположения свай при уменьшении количества свай

Выполняем проверку:

$$N_{\max} = \frac{211,91 + 5,5 + 0,6}{1} 1,07 + 22,6 = 255,87 \text{ кН} \leq N = 285,2 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Запас составляет $(285,2 - 255,87) / 285,2 \cdot 100 = 10 \%$, что не превышает 15 %. Расчет окончен.

Пример 9.2. Расчет свайного фундамента по несущей способности под колонну здания

Задача: Произвести расчет свайного фундамента под колонну здания по первой группе предельных состояний.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.4); подвал эксплуатируемый, отапливаемый; расчетное сечение 2.

2. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.7 и А.8.

3. Схема с предварительно назначенными размерами фундамента (рис. А.14).

Определение несущей способности одиночной сваи по грунту.

Согласно предварительно выбранным размерам (рис. А.13) принята свая длиной 7,0 м. Сечение сваи примем $30 \cdot 30$ см. Таким образом, предварительная марка сваи С70.30.

Поскольку свая опирается на глинистые грунты с модулем деформации $E < 50$ МПа, то свая работает как висячая \rightarrow расчет несущей способности производим по формуле (9.8).

Для выполнения расчета составляем расчетную схему (рис. 9.7).

Околосвайный грунт разбиваем на слои толщиной не более 2,0 м с учетом границ ИГЭ и уровня грунтовых вод. Всего выделено 5 слоев толщиной h_{1-5} . Вычисляем расстояния от отметки DL до середины слоев z_{1-5} .

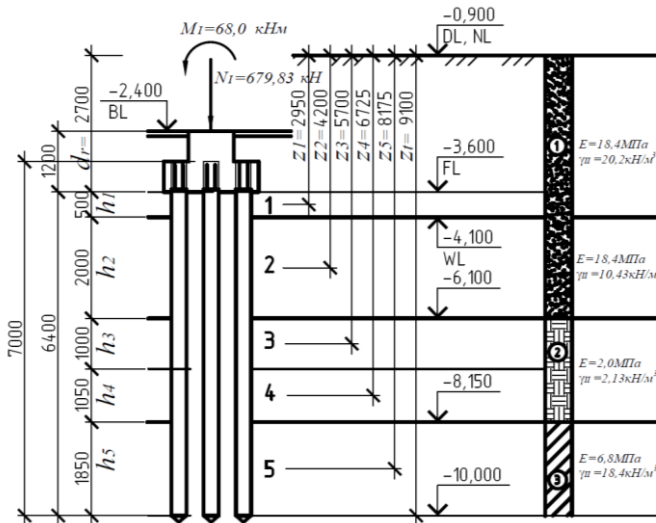


Рис. 9.7. Расчетная схема к примеру 9.2

Коэффициент условий работы сваи в грунте принимаем $\gamma_c = 1$.

Площадь опирания на грунт сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$.

Наружный периметр поперечного сечения сваи $u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$.

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи принимаем по табл. 7.2 [10] для $I_L = 0,24$ и $z_t = 8,75 \text{ м} \rightarrow R = 4250 \text{ кПа}$.

Расчетное сопротивление каждого слоя грунта основания на боковой поверхности сваи принимаем по табл. 7.3 [10] в зависимости от значений z_{1-5} .

Поскольку 1 и 2 слои представлены песком плотным, то расчетное сопротивление увеличиваем на 30 % относительно табличных значений.

Поскольку в основании свайного фундамента расположен слой торфа, необходимо учесть силы негативного трения, возникающие за счет его осадки. Силы негативного трения учитываем на участке ствола сваи выше подошвы слоя торфа, то есть для слоев 1 и 2. На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f принимается равным табличному значению со знаком «минус», для самого торфа $f = -5 \text{ кПа}$, то есть:

$f_1 = -43,5 \text{ кПа}$, $f_2 = -49,5 \text{ кПа}$, $f_3 = -5,0 \text{ кПа}$, $f_4 = -5,0 \text{ кПа}$, $f_5 = 55,0 \text{ кПа}$.

Коэффициенты условий работы грунта принимаем по по табл. 7.4 [10] для способа погружения свай ударным методом $\gamma_{R,R} = \gamma_{R,f} = 1,0$.

Выполняем расчет:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} RA + u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i) = 1,0 [1,0 \cdot 4250 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (-43,5 \cdot 0,5 - 49,5 \cdot 2,0 - 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 55,0 \cdot 1,85)] = 347,39 \text{ кН}$$

Определение расчетной нагрузки на сваю

Предельно допустимая нагрузка на сваю N определяется по формуле (9.9):

$$N = \frac{F_d}{\gamma_{c,g} \gamma_n} = \frac{347,34}{1,15 \cdot 1,4} = 215,74 \text{ кН,}$$

$\gamma_n = 1,15$ для класса сооружений КС-2;

$\gamma_{c,g} = 1,4$, поскольку несущая способность сваи определена расчетом.

Определение требуемого количества свай в составе фундамента.

Для фундамента колонны требуемое количество свай в кусте определяют по формуле (9.10).

Предварительно вес ростверка и грунта на его обрезах принимаем по формуле (9.13):

$$g_r + g_g = (3d)^2 d_r \gamma_{m1} = (3 \cdot 0,34)^2 2,7 \cdot 20 = 56,18 \text{ кН.}$$

Глубина заложения низа ростверка $d_r = 2,7$ м.

Условный диаметр сваи равен

$$d = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4 \cdot 0,09/3,14} = 0,34 \text{ м,}$$

$\gamma_{m1} = 20$ кН/м³.

Вес свай С70.30 по табл. В.4 – 1,6 т, с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 1,6 \cdot 1,1 = 1,76$ т = 17,6 кН.

k – коэффициент, учитывающий наличие момента в расчетном сечении:

$$k = 1 + 1,8 \frac{M_1}{N_1} = 1 + 1,8 \frac{68,0}{679,83} = 1,18.$$

Вычисляем количество свай:

$$n = \frac{N_1 k}{N - g_r - g_g - G_p} = \frac{679,83 \cdot 1,18}{215,74 - 56,18 - 17,6} = 5,65 \approx 6 \text{ шт.}$$

Конструирование ростверка

Расстояние от края ростверка до грани сваи $s_0 = 0,1$ м. Сваи располагаем с шагом не менее $0,9$ м. Принятая схема расположения свай приведена на рис. 9.8.

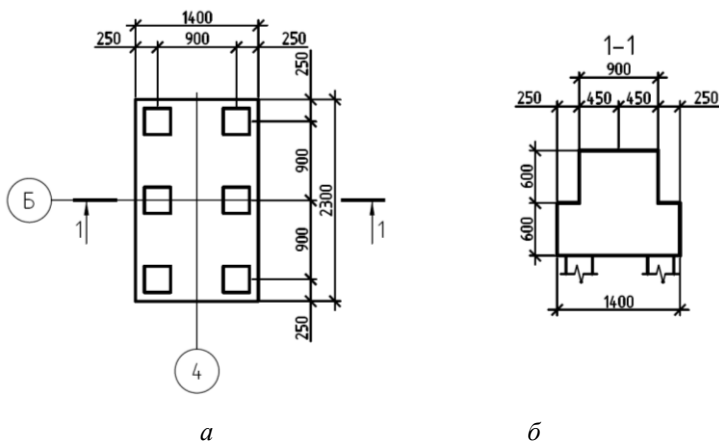


Рис. 9.8. Схема расположения свай (а) и поперечный разрез ростверка (б)

Проверка расчетной нагрузки, действующей на сваи в составе фундамента.

Проверку расчетной нагрузки выполняем по формуле (9.17) ввиду наличия момента M_I .

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах с учетом коэффициента по надежности 1,1:

Объем ростверка $2,42 \text{ м}^3$.

$$G_R = 2,42 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 5,32 \text{ т} = 53,2 \text{ кН.}$$

Площадь уступов $1,4 \cdot 2,3 - 0,9 \cdot 0,9 = 2,41 \text{ м}^2$, высота грунта на уступе $0,5$ м, толщина полов $0,1$ м:

$$G_g = (2,41 \cdot 0,5 \cdot 20,2 + 2,41 \cdot 0,1 \cdot 20)1,1 = 32,08 \text{ кН.}$$

Выполняем проверку:

$$N_{\max} = \frac{679,83 + 53,2 + 32,08}{6} + \frac{68,0 \cdot 0,9}{\sum(0,9^2 + 0,9^2 + 0,9^2 + 0,9^2)} +$$

$$+ 0 + 17,6 = 164,0 \text{ кН} \leq N = 215,74 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Запас составляет $(215,74 - 164,0) / 215,74 \cdot 100 \% = 24 \%$, что превышает 15 %.

Уменьшаем количество свай до 5 шт. (см. рис. 9.9) и выполняем проверку повторно.

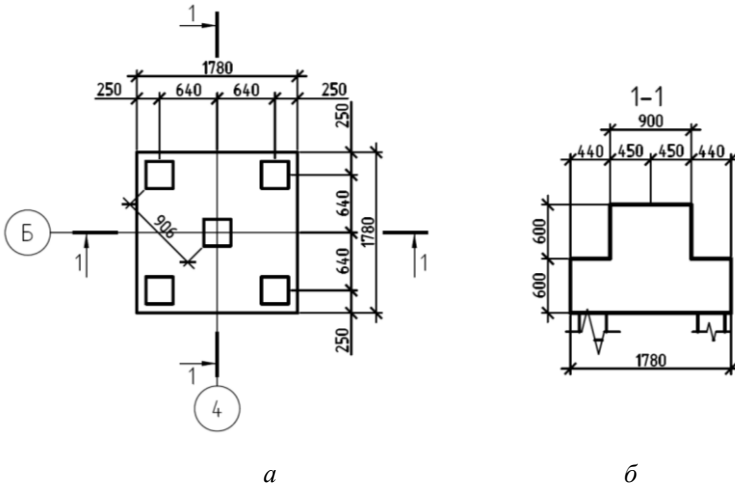


Рис. 9.9. Скорректированная схема расположения свай (а) и поперечный разрез ростверка (б)

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах с учетом коэффициента по надежности 1,1; объем ростверка $2,39 \text{ м}^3$.

$$G_R = 2,39 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 5,25 \text{ т} = 52,5 \text{ кН.}$$

Площадь уступов $1,78 \cdot 1,78 - 0,9 \cdot 0,9 = 2,36 \text{ м}^2$, высота грунта на уступе 0,5 м, толщина полов 0,1 м:

$$G_g = (2,36 \cdot 0,5 \cdot 20,2 + 2,36 \cdot 0,1 \cdot 20)1,1 = 31,39 \text{ кН.}$$

Выполняем проверку:

$$N_{\max} = \frac{679,83 + 52,5 + 31,35}{5} + \frac{68,0 \cdot 0,64}{\sum (0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2)} + 0 + 17,6 = 196,9 \text{ кН} \leq N = 215,74 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Запас составляет $(215,74 - 196,9) / 215,74 \cdot 100 \% = 9 \%$, что не превышает 15 %. Расчет окончен.

9.2. Расчет свайных фундаментов по деформациям

Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить исходя из условия (8.2), при этом s – совместная деформация сваи, свайного фундамента и сооружения.

При проектировании свайных фундаментов особое внимание следует уделять методам расчета осадок. Обычно выделяют расчеты осадок ленточных свайных фундаментов, осадок свайных кустов, осадок свай и свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных грунтах, прогноз осадок свай и свайных фундаментов во времени с учетом ползучести. Все указанные методы расчетов осадок свайных фундаментов достаточно подробно освещены в нормативной и технической литературе. Некоторые из указанных методов расчетов применяются при проектировании в сложных инженерно-геологических условиях ответственных зданий и сооружений или при решении сложных инженерных задач. При выполнении курсового проекта студенту необходимо научиться правильно определять конечные величины осадок основных типов свайных фундаментов – лент и кустов.

Свайные фундаменты из свай, работающих как свайстойки, висячие одиночные сваи, воспринимающие вне кустов выдергивающие нагрузки, а также свайные кусты, работающие на действие выдергивающих нагрузок, рассчитывать по деформациям не требуется.

Расчет свайных фундаментов может выполняться по следующим методикам:

- с использованием модели сдвига околосвайного грунта;
- методом послойного суммирования с использованием модели условного фундамента;
- с помощью методики расчета осадки ленточного фундамента, предложенной профессором А.А. Бартоломеем.

9.2.1. Расчет осадки свайного фундамента с использованием модели сдвига околосвайного грунта

Расчет фундамента из висячих свай и его основания по деформациям следует производить с использованием модели сдвига околосвайного грунта по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте в соответствии с требованиями СП 24.13330.2011 [10], как для малой группы ($n \leq 25$) свай (свайного куста).

Расчет начинают с построения расчетной схемы, пример приведен на рис. 9.10. Для каждого инженерно-геологического элемента приводят следующие характеристики: модуль деформации E , угол внутреннего трения φ , удельный вес (удельный вес во взвешенном состоянии), коэффициент Пуассона ν , модуль сдвига G .

Коэффициент Пуассона принимают по табл. 5.10 СП 22.13330.2016 [9]. Модуль сдвига находят по формуле

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (9.20)$$

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяют двумя слоями (рис. 9.10):

I – околосвайный грунт высотой l (l – длина боковой поверхности сваи, соприкасающейся с грунтом). Рассчитывается от подошвы ростверка до нижнего конца сваи при низком ростверке, при высоком ростверке от NL ;

II – слой грунта под нижним концом сваи толщиной $l/2$.

Для каждого из слоев определяют значения G и ν как средневзвешенные значения входящих в их состав инженерно-геологических элементов.

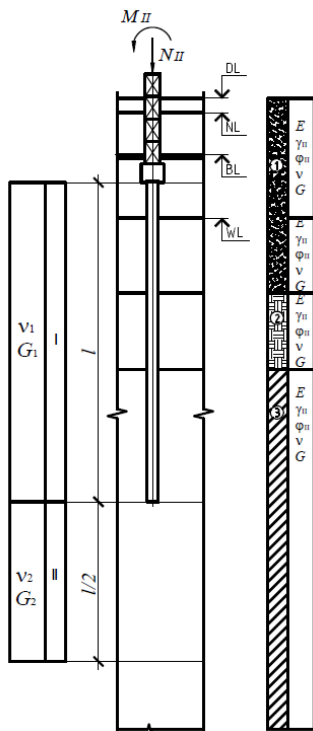


Рис. 9.10. Схема к расчету свайного фундамента по деформациям (при низком ростверке)

Далее производят проверку возможности применения данной методики, проверяя условия

$$\frac{l}{d} > 5, \quad (9.21)$$

$$\frac{G_1 l}{G_2 d} > 1, \quad (9.22)$$

где l – длина сваи, м; d – наружный диаметр поперечного сечения сваи. Для призматической сваи квадратного сечения с площадью A вычисляют по формуле $d = 2\sqrt{A/\pi}$.

При выполнении условий вычисляют коэффициенты

$$k_{v1} = 2,82 - 3,78v_1 + 2,18v_1^2, \quad (9.23)$$

$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2, \quad (9.24)$$

где $v = \frac{v_1 + v_2}{2}$.

Для сваи, так как на нее нагрузка действует продолжительное время, определяют модуль упругости бетона согласно п. 6.1.15 СП 63.13330.2018 [13]:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (9.25)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по табл. 6.12 [13] в зависимости от среднемесячной относительной влажности воздуха в июле ψ , %; E_b – начальный модуль упругости, принимаемый по табл. 6.11 [13].

Находят относительную жесткость ствола сваи

$$\chi = \frac{E_{b,\tau} A}{G_1 l^2}. \quad (9.26)$$

Определяют параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{0,75}}{1 + 2,12\chi^{0,75}}. \quad (9.27)$$

Вычисляют коэффициенты

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{G_2 d}, \quad (9.28)$$

$$\alpha' = 0,17 \ln \frac{k_{v1} l}{d}, \quad (9.29)$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \frac{1 - (\beta' / \alpha)}{\chi}. \quad (9.30)$$

Далее производят расчет нагрузки, действующей на сваю:

– для куста свай нагрузку определяют для каждой сваи

$$N_i^* = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{n} + \frac{M_{IIx} y}{\sum y_i^2} + \frac{M_{IIy} x}{\sum x_i^2} + G_p; \quad (9.31)$$

– для ленточного фундамента считается, что все сваи нагружены одинаково, нагрузку на сваю определяют по формуле

$$N_i^* = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{i} a + G_p. \quad (9.32)$$

Производят выбор наиболее нагруженной сваи:

- для куста свай – максимально нагруженную сваю;
- ленты – свая в середине ряда.

Осадку одиночной расчетной сваи определяют по формуле

$$s' = \beta \frac{N^*}{G_1 l}. \quad (9.33)$$

Определяют расстояние, на котором необходимо учесть влияние соседних свай:

$$a_{ult} = k_v \frac{G_1 l}{2G_2} \quad (9.34)$$

Для попадающих в зону влияния свай вычисляют коэффициент

$$\delta_i = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a_i}, \quad (9.35)$$

где a_i – расстояние до расчетной сваи.

Дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай определяют по формуле

$$s_{add} = \sum_{i=1}^n \delta_i \frac{N_i^*}{G_1 l}, \quad (9.36)$$

где n – количество свай, попадающих в зону влияния.

Полная осадка расчетной сваи

$$s = s' + s_{add}. \quad (9.37)$$

В заключение проверяют условие (8.2). Если условие не выполняется, увеличивают длину или количество свай.

Пример 9.3. Расчет свайного фундамента стены здания по деформациям

Задача: Произвести расчет свайного фундамента под несущую стену по второй группе предельных состояний.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.3); подвал здания эксплуатируемый, отапливаемый; расчетное сечение 1.

2. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2. рис. А.8 и А.9.

3. Схемы с размерами фундамента (рис. 9.4 и 9.6).
Составляем расчетную схему (рис. 9.11).

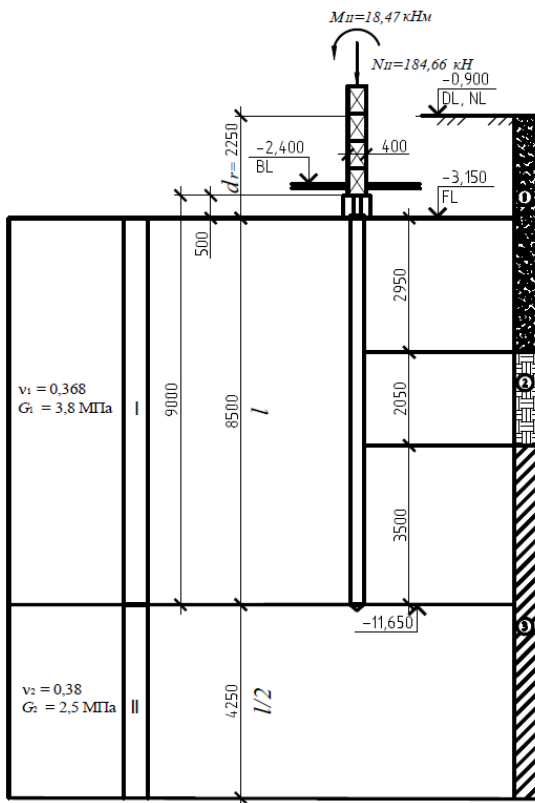


Рис. 9.11. Расчетная схема к примеру 9.3

Для каждого инженерно-геологического элемента определяем следующие характеристики: коэффициент Пуассона ν , модуль сдвига G .

Коэффициент Пуассона принимаем по табл. 5.10 [9].

$$\nu_{\text{иг}\varepsilon_1} = 0,3,$$

$$\nu_{\text{иг}\varepsilon_2} = 0,45,$$

$$\nu_{\text{иг}\varepsilon_3} = 0,38.$$

Модуль сдвига находим по формуле (9.20):

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)},$$

$$G_{\text{игэ1}} = \frac{18,4}{2(1+0,3)} = 7,1 \text{ МПа},$$

$$G_{\text{игэ2}} = \frac{2}{2(1+0,45)} = 0,7 \text{ МПа},$$

$$G_{\text{игэ3}} = \frac{6,8}{2(1+0,38)} = 2,5 \text{ МПа}.$$

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяем двумя слоями:

I – околосвайный грунт высотой $l = 8,5$ м;

II – слой грунта под нижним концом сваи толщиной $l/2 = 4,25$ м.

Для каждого из слоев определяем значения G и ν как средневзвешенные значения входящих в их состав инженерно-геологических элементов:

$$\nu_1 = \frac{0,3 \cdot 2,95 + 0,45 \cdot 2,05 + 0,38 \cdot 3,5}{8,5} = 0,37,$$

$$G_1 = \frac{7,1 \cdot 2,95 + 0,7 \cdot 2,05 + 2,5 \cdot 3,5}{8,5} = 3,7 \text{ МПа},$$

$$\nu_{\text{II}} = \nu_{\text{игэ3}} = 0,38,$$

$$G_{\text{II}} = G_{\text{игэ3}} = 2,5 \text{ МПа}.$$

Производим проверку возможности применения данной методики.

Проверяем условия (9.21) и (9.22):

$$\frac{l}{d} = \frac{8,5}{0,34} = 25 > 5 \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

$$\frac{G_1 l}{G_2 d} = \frac{3,8 \cdot 8,5}{2,5 \cdot 0,34} = 38 > 1 \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Диаметр поперечного сечения сваи

$$d = 2\sqrt{A/\pi} = 2\sqrt{0,3 \cdot 0,3/3,14} = 0,34 \text{ м.}$$

Вычисляем коэффициенты k_{v1} и k_v :

$$v = \frac{v_1 + v_2}{2} = \frac{0,37 + 0,38}{2} = 0,375,$$

$$k_{v1} = 2,82 - 3,78 \cdot 0,37 + 2,18 \cdot 0,37^2 = 1,73,$$

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot 0,375 + 2,18 \cdot 0,375^2 = 1,71.$$

Определяем модуль упругости бетона сваи.

Начальный модуль упругости принимаем по табл. 6.11 [13] для бетона класса В20 $E_b = 27500$ МПа.

Коэффициент ползучести бетона принимаем по табл. 6.12 $\phi_{b,cr} = 2$ [13].

Вычисляем модуль упругости бетона свай по формуле (9.25):

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \phi_{b,cr}} = \frac{27\,500}{1 + 2} = 9167 \text{ МПа.}$$

Находим относительную жесткость ствола сваи:

$$\chi = \frac{E_{b,\tau} A}{G_1 l^2} = \frac{9167 \cdot 0,09}{3,8 \cdot 8,5^2} = 3,01.$$

Определяем параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола:

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{0,75}}{1 + 2,12\chi^{0,75}} = \frac{2,12 \cdot 3,01^{0,75}}{1 + 2,12 \cdot 3,01^{0,75}} = 0,83.$$

Вычисляем коэффициенты:

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{G_2 d} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 8,5}{2,5 \cdot 0,34} = 0,71,$$

$$\alpha' = 0,17 \ln \frac{k_{v1} l}{d} = 0,17 \ln \frac{1,73 \cdot 8,5}{0,34} = 0,64,$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \frac{1 - (\beta' / \alpha)}{\chi} = \frac{0,71}{0,83} + 0,5 \frac{1 - 0,71 / 0,64}{3,01} = 0,84.$$

Производим расчет нагрузки, действующей на сваю

Для ленты расчет производим для средней сваи – № 4 (рис. 9.12).

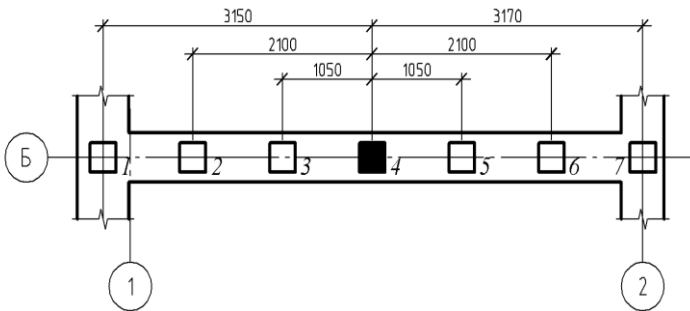


Рис. 9.12. Выбор наиболее нагруженной сваи

Нагрузку на сваю определяем по формуле (9.32):

$$N_4^* = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{i} a + G_p =$$

$$= \frac{184,66 + 0,6 + 5,5}{1} 1,05 + 22,6 = 222,9 \text{ кН} = 0,223 \text{ МН.}$$

$G_p = 22,6 \text{ кН}$, $G_R = 5,5 \text{ кН}$, $G_g = 0,6 \text{ кН}$ (см. пример 9.1).

Определяем осадку сваи № 4 как одиночной сваи:

$$s' = \beta \frac{N^*}{G_1 l} = 0,84 \frac{0,223}{3,8 \cdot 8,5} = 0,0057 \text{ м} = 0,57 \text{ см.}$$

Определяем расстояние, на котором необходимо учесть влияние соседних свай:

$$a_{ult} = k_v \frac{G_1 l}{2G_2} = 1,71 \frac{3,8 \cdot 8,5}{2 \cdot 2,5} = 6,5 \text{ м} > 3,17 \text{ м} \rightarrow \text{учитываем}$$

влияние от всех свай в ленте.

Вычисляем коэффициент для свай 1–3 и 5–7:

$$\delta_1 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a_1} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 8,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 3,15} = 0,213,$$

$$\delta_2 = \delta_6 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a_{2(6)}} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 8,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 2,1} = 0,282,$$

$$\delta_3 = \delta_5 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a_{3(5)}} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 8,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,05} = 0,400,$$

$$\delta_7 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a_7} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 8,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 3,17} = 0,212.$$

Расстояния до расчетной сваи (№ 4) a_i принимаем согласно схеме на рис. 9.13.

Определяем дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай (№ 1–3, 5–7):

$$s_{add} = \sum_{i=1}^6 \delta_i \frac{N_i^*}{G_1 l} = 0,213 \frac{0,223}{3,8 \cdot 8,5} + 0,282 \frac{0,223}{3,8 \cdot 8,5} + 0,4 \frac{0,223}{3,8 \cdot 8,5} +$$

$$+ 0,4 \frac{0,223}{3,8 \cdot 7,5} + 0,282 \frac{0,223}{3,8 \cdot 8,5} + 0,212 \frac{0,223}{3,8 \cdot 7,5} = 0,0001 \text{ м} = 0,01 \text{ см.}$$

Полная осадка расчетной сваи № 4

$$s = s' + s_{add} = 0,57 + 0,01 = 0,58 \text{ см.}$$

Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой

Предельное значение осадки, согласно прил. Г СП 22.13330.2016 [9] $s_u = 12 \text{ см.}$

Проверяем условие (8.2): $s = 0,58 \text{ см} < s_u = 12 \text{ см} \rightarrow$ осадки не превышают предельных.

Пример 9.4. Расчет свайного фундамента под колонну по деформациям

Задача: Произвести расчет свайного фундамента под колонну здания по второй группе предельных состояний.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.2 и А.4); подвал здания эксплуатируемый, отапливаемый; расчетное сечение 1.

2. Инженерно-геологические условия – табл. 6.2, рис. А.8 и А.9.

3. Схемы с размерами фундамента (рис. 9.7 и 9.9).

Составляем расчетную схему (рис. 9.13).

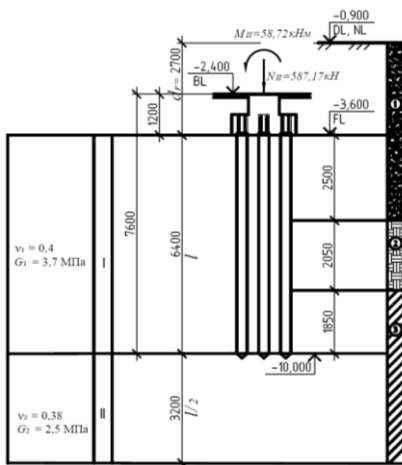


Рис. 9.13. Расчетная схема к примеру 9.4

Для каждого инженерно-геологического элемента определяем следующие характеристики: коэффициент Пуассона ν , модуль сдвига G .

Коэффициент Пуассона принимаем по табл. 5.10 [9]:

$$\nu_{игэ1} = 0,3, \quad \nu_{игэ2} = 0,45, \quad \nu_{игэ3} = 0,38.$$

Модуль сдвига находим по формуле (9.20):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)},$$

$$G_{игэ1} = \frac{18,4}{2(1 + 0,3)} = 7,1 \text{ МПа},$$

$$G_{игэ2} = \frac{2}{2(1 + 0,45)} = 0,7 \text{ МПа},$$

$$G_{игэ3} = \frac{6,8}{2(1 + 0,38)} = 2,5 \text{ МПа}.$$

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяем двумя слоями:

I – околосвайный грунт высотой $h = 6,4$ м;

II – слой грунта под нижним концом сваи толщиной $h/2 = 3,2$ м.

Для каждого из слоев определяем значения G и ν как средневзвешенные значения входящих в их состав инженерно-геологических элементов:

$$\nu_1 = \frac{0,3 \cdot 2,5 + 0,45 \cdot 2,05 + 0,38 \cdot 1,85}{6,4} = 0,4,$$

$$G_1 = \frac{7,1 \cdot 2,5 + 0,7 \cdot 2,05 + 2,5 \cdot 1,85}{6,4} = 3,7 \text{ МПа,}$$

$$v_{II} = v_{игэз} = 0,38,$$

$$G_{II} = G_{игэз} = 2,5 \text{ МПа.}$$

Производим проверку возможности применения данной методики.

Проверяем условия (9.21) и (9.22):

$$\frac{l}{d} = \frac{6,4}{0,34} = 18,9 > 5 \rightarrow \text{условие выполняется,}$$

$$\frac{G_1 l}{G_2 d} = \frac{3,7 \cdot 6,4}{2,5 \cdot 0,34} = 28,4 > 1 \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Диаметр поперечного сечения сваи

$$d = 2\sqrt{A/\pi} = 2\sqrt{0,3 \cdot 0,3/3,14} = 0,34 \text{ м.}$$

Вычисляем коэффициенты k_{v1} и k_v :

$$v = \frac{v_1 + v_2}{2} = \frac{0,4 + 0,38}{2} = 0,39,$$

$$k_{v1} = 2,82 - 3,78 \cdot 0,4 + 2,18 \cdot 0,4^2 = 1,66,$$

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot 0,39 + 2,18 \cdot 0,39^2 = 1,68.$$

Определяем модуль упругости бетона сваи.

Начальный модуль упругости принимаем по табл. 6.11 [13] для бетона класса В20 $E_b = 27500 \text{ МПа}$.

Коэффициент ползучести бетона принимаем по табл. 6.12 [13]

$$\varphi_{b,cr} = 2,4.$$

Вычисляем модуль упругости бетона свай по формуле (9.25)

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{24\,000}{1 + 2,4} = 7059 \text{ МПа.}$$

Находим относительную жесткость ствола сваи

$$\chi = \frac{E_{b,\tau} A}{G_1 l^2} = \frac{7059 \cdot 0,09}{3,7 \cdot 6,4^2} = 4,19.$$

Определяем параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{0,75}}{1 + 2,12\chi^{0,75}} = \frac{2,12 \cdot 4,19^{0,75}}{1 + 2,12 \cdot 4,19^{0,75}} = 0,86.$$

Вычисляем коэффициенты:

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{G_2 d} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2,5 \cdot 0,34} = 0,86,$$

$$\alpha' = 0,17 \ln \frac{k_{v1} l}{d} = 0,17 \ln \frac{1,66 \cdot 6,4}{0,34} = 0,59,$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \frac{1 - (\beta' / \alpha)}{\chi} = \frac{0,86}{0,86} + 0,5 \frac{1 - 0,86 / 0,59}{4,19} = 0,95.$$

Производим расчет нагрузки, действующей на каждую сваю в кусте.

Выполняем маркировку свай (рис. 9.14). Наиболее нагруженными являются сваи № 1 и 2. Расчет выполним для сваи № 1.

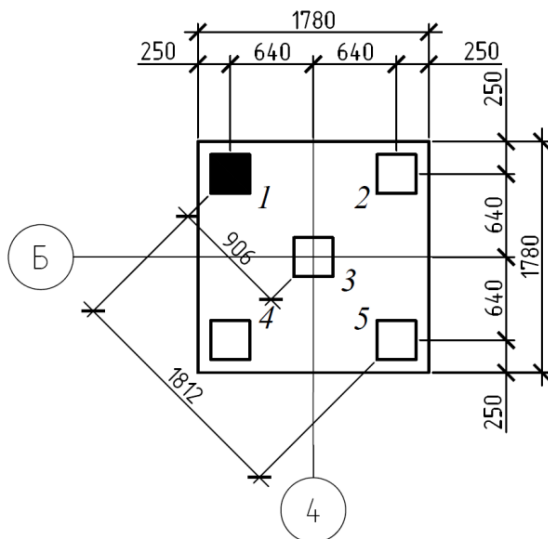


Рис. 9.14. Выбор наиболее нагруженной сваи

Нагрузку на сваи определяем по формулам (9.17), (9.18):

$$N_i^* = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{n} \pm \frac{M_{IIx}y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{IIy}x}{\sum x_i^2} + G_p;$$

$G_p = 17,6$ кН, $G_R = 52,5$ кН, $G_g = 31,39$ кН (см. пример 9.2);

$$\begin{aligned} N_{1,2}^* &= \frac{587,17 + 52,5 + 31,39}{5} + \\ &+ \frac{58,72 \cdot 0,64}{\sum (0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2)} + 17,6 = \\ &= 174,8 \text{ кН} = 0,175 \text{ МН}; \end{aligned}$$

$$N_3^* = \frac{587,17 + 52,5 + 31,39}{5} + 0 + 17,6 = 151,8 \text{ кН} = 0,152 \text{ МН};$$

$$N_{4,5}^* = \frac{587,17 + 52,5 + 31,39}{5} - \frac{58,72 \cdot 0,64}{\sum (0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2)} + 17,6 =$$

$$= 129,8 \text{ кН} = 0,130 \text{ кН}.$$

Определяем осадку сваи № 1 как одиночной сваи.

$$s' = \beta \frac{N^*}{G_1 l} = 0,95 \frac{0,175}{3,7 \cdot 6,4} = 0,007 \text{ м} = 0,7 \text{ см}.$$

Определяем расстояние, на котором необходимо учесть влияние соседних свай.

$$a_{ult} = k_v \frac{G_1 l}{2G_2} = 1,68 \frac{3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5} = 8,1 \text{ м} > 1,81 \text{ м} \rightarrow \text{учитываем}$$

влияние от всех свай в кусте.

Вычисляем коэффициент δ_i для свай № 2–5:

$$\delta_2 = \delta_4 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a_{2(4)}} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,28} = 0,311;$$

$$\delta_3 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a_3} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5 \cdot 0,906} = 0,369;$$

$$\delta_5 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a_5} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,812} = 0,252.$$

Расстояния до расчетной сваи (№ 1) a_i принимаем согласно схеме на рис. 9.14.

Определяем дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай № 2–5:

$$s_{add} = \sum_{i=2}^5 \delta_i \frac{N_i^*}{G_1 l} = 0,311 \frac{0,175}{3,7 \cdot 6,4} + 0,369 \frac{0,152}{3,7 \cdot 6,4} + 0,311 \frac{0,130}{3,7 \cdot 6,4} + 0,252 \frac{0,130}{3,7 \cdot 6,4} = 0,007 \text{ м} = 0,7 \text{ см.}$$

Полная осадка расчетной сваи № 1

$$s = s' + s_{add} = 0,7 + 0,7 = 0,77 \text{ см.}$$

Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой.

Предельное значение осадки согласно прил. Г СП 22.13330.2016 [9] $s_u = 20 \text{ см}$.

Проверяем условие (8.2): $s = 0,77 \text{ см} < s_u = 20 \text{ см} \rightarrow$ осадки не превышают предельных.

9.3. Выбор оборудования для погружения свай

Выбор оборудования для погружения свай заключается в подборе требуемого сваебойного агрегата. На первом этапе необходимо определить минимальную энергию удара молота E_h , кДж, по формуле (прил. Д СП 45.13330.2017 [12]):

$$E_h = 0,045 \cdot N, \quad (9.38)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН.

Затем по каталогам производителей принимают тип молота с расчетной энергией удара $E_d \geq E_h$, кДж, определенной по формуле (9.38).

Расчетное значение энергии удара E_d вычисляют согласно табл. Д.3 [12], например, для трубчатого дитзель-молота:

$$E_d = 0,9 \cdot G \cdot H, \text{ кДж,} \quad (9.39)$$

где G – вес ударной части молота, кН; H – высота падения ударной части молота, м.

При этом выбранный молот должен удовлетворять условию

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} \leq K, \quad (9.40)$$

где K – коэффициент применимости молота, значения которого приведены в табл. Д.1 [12]; m_1 – масса молота, т; m_2 – масса сваи с наголовником, т; m_3 – масса подбабка, т.

Принятый тип молота и высоту падения его ударной части следует дополнительно проверять, рассчитав для железобетонной сваи максимальные сжимающие напряжения, достигаемые в свае при забивке.

Пример 9.5. Выбор оборудования для погружения свай

Задача: требуется подобрать дизель-молот для погружения железобетонных свай типа С 90.30 в грунты средней плотности. Расчетная нагрузка на сваю $N = 255,87$ кН.

Определим минимальную энергию удара, необходимую для погружения свай по формуле (9.38):

$$E_n = 0,045 \cdot N = 0,045 \cdot 255,87 = 11,51 \text{ кДж.}$$

По техническим характеристикам принимаем трубчатый дизель-молот СП-74 с массой ударной части 0,6 т ($G = 6$ кН), массой молота $m_1 = 1,5$ т, высотой падения ударной части $H = 2,3$ м. Расчетное значение энергии удара E_d для данного типа молота вычисляем по формуле (9.39):

$$E_d = 0,9 \cdot G \cdot H = 0,9 \cdot 6 \cdot 2,3 = 12,42 \text{ кДж.}$$

Для железобетонных свай при трубчатом дизель-молоте по табл. Д.1 [12] принимаем $K = 0,6$ т/кДж.

Вес сваи С90.30 составляет 2,05 т. Вес наголовника примем 0,2 т, вес подбабка $m_3 = 0,2$ т.

Проверим условие (9.40):

$$\frac{1,5 + (2,05 + 0,2) + 0,2}{12,42} = 0,32 \leq 0,6.$$

Условие выполняется. Следовательно, принятый дизель-молот СП-74 обеспечивает погружение свай С90.30.

9.4. Определение проектного отказа свай

В проекте свайного фундамента должен быть определен проектный отказ свай. Проектный отказ необходим для контроля несущей способности свай в процессе производства работ. Формула для определения проектного отказа имеет вид

$$s_a \leq \frac{\eta A E_d}{F_d(F_d + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (9.41)$$

где η – коэффициент, принимаемый по табл. Д.2 [12] в зависимости от материала свай, кН/м²; A – площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола свай (независимо от наличия или отсутствия у свай острия), м²; E_d – расчетная энергия удара молота, по табл. Д.3 [12], кДж; F_d – несущая способность свай, кН; m_1 – масса молота, т; m_2 – масса свай и наголовника, т; m_3 – масса подбабка, т; ε – коэффициент восстановления удара, принимаемый при забивке железобетонных свай и свай-оболочек молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0,2$; s_a – фактический остаточный отказ, равный значению погружения свай от одного удара молота.

Пример 9.6. Определение проектного отказа свай

Задача: требуется определить проектный отказ свай С90.30. Несущая способность свай $F_d = 459,18$ кН. Дизель-молот для погружения свай СП-74.

Расчет выполним по формуле (9.41):

$$s_a = \frac{\eta A E_d}{F_d(F_d + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} =$$

$$= \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 12,42}{459,18(459,18 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{1,5 + 0,2(2,25 + 0,2)}{1,5 + 2,25 + 0,2} =$$

$$= 0,0031 \text{ м} = 0,31 \text{ см.}$$

Коэффициент $\eta = 1500 \text{ кН/м}^2$.

Площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$.

Расчетная энергия удара молота:

$$E_d = 0,9GH = 12,42 \text{ кДж (см. пример 9.5);}$$

$$F_d = 380,29 \text{ кН}; m_1 = 1,5 \text{ т}; m_2 = 2,05 + 0,2 = 2,25 \text{ т}; m_3 = 0,2 \text{ т};$$

$$\varepsilon^2 = 0,2.$$

9.5. Оформление графического листа по результатам расчета свайного фундамента

После выполнения расчетов свайных фундаментов по двум группам предельных состояний оформляют графический лист курсового проекта (формат А1).

Схема графического листа **для ленточного фундамента** приведена на рис. А22. В общем случае лист должен содержать следующую информацию:

1) Фрагмент плана расположения свай под рассчитанный участок свайного фундамента.

На плане производится маркировка свай, указывается привязка к осям. Пример оформления плана свай приведен на рис. А.23.

2) Фрагмент плана ростверка под рассчитанный участок свайного фундамента.

На плане приводится фрагмент ростверка, указываются привязка ростверка к осям и габаритные размеры, отметка по-

дошвы ростверка. Пример оформления плана ростверка приведен на рис. А.24.

3) Выкопировка из генплана и инженерно-геологический разрез.

Пример приведен на рис. А.8 и А.9.

4) Поперечный разрез фундамента.

На разрезе отображаются сваи и ростверк, стеновая часть фундамента, перекрытие первого этажа, полы подвала и первого этажа.

Указываются привязка элементов фундаментов к осям, высотные отметки (подошвы и обреза ростверка, полов подвала и первого этажа), состав полов подвала и первого этажа, подбетонка под ростверк.

Пример оформления разреза приведен на рис. А.25.

5) Узел сопряжения сваи и ростверка.

На узле отображаются поперечное сечение ростверка и сваи, величина заделки сваи в ростверк и его габаритные размеры. Производится маркировка элементов.

Пример оформления узла сопряжения сваи и ростверка приведен на рис. А.26.

6) Экспликация свай. Пример оформления приведен на рис. А.27.

7) Спецификации к схеме расположения свай и плану ростверка, на монолитный ростверк.

Пример оформления спецификации приведен на рис. А.27.

8) Примечания.

В примечаниях указывается:

– абсолютная отметка, соответствующая относительной отметке +0,000;

– инженерно-геологические элементы с указанием их основных характеристик (E , c_{II} , φ_{II} , γ_{II});

– сведения об уровне грунтовых вод;

– указания о необходимости срубки свай;

– проектный отказ сваи;

– сваебойное оборудование с основными характеристиками.

Схема графического листа **для отдельного фундамента** приведена на рис. А.22. В общем случае лист должен содержать следующую информацию:

1) План расположения свай под рассчитанный фундамент.

На плане производится маркировка свай, указывается привязка к осям. Пример оформления плана свай приведен на рис. А.28.

2) План ростверка под рассчитанный фундамент.

На плане указываются привязка ростверка к осям и габаритные размеры, отметка подошвы ростверка. Пример оформления плана ростверка приведен на рис. А.29.

3) Разрез фундамента.

На разрезе отображаются сваи и ростверк, передающая нагрузка колонна, перекрытие первого этажа, полы подвала и первого этажа.

Указываются привязка элементов фундаментов к осям, высотные отметки (подошвы и обреза ростверка, полов подвала и первого этажа), состав полов подвала и первого этажа, подбетонка под ростверк.

Пример оформления разреза приведен на рис. А.30.

4) Узел сопряжения сваи и ростверка. Требования к оформлению для отдельного фундамента аналогичны ленточному фундаменту (см. выше).

Пример оформления узла сопряжения сваи и ростверка приведен на рис. А.27.

5) Экспликация свай. Пример оформления приведен на рис. А.27.

6) Спецификации к схеме расположения свай и плану ростверка, на монолитный ростверк.

Пример оформления спецификации приведен на рис. А.28.

7) Примечания.

Требования к оформлению выкопировки из генплана, инженерно-геологического разреза, спецификации и примечаний для отдельного фундамента аналогичны ленточному фундаменту (см. выше).

10. Защита курсового проекта

Студент обязан выполнить проект и защитить его в срок, предусмотренный индивидуальным планом-графиком на учебный год. Защита проекта разрешается только после детальной разработки его согласно заданию.

Курсовой проект защищается перед руководителем проекта. Перед защитой студент должен сдать преподавателю чертежи и пояснительную записку. Во время защиты курсового проекта студент должен дать все необходимые пояснения по расчетам и содержанию проекта, а также ответить на вопросы преподавателя относительно запроектированного фундамента.

При оценке курсового проекта учитываются его содержание и оформление, а также качество защиты.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Основной

1. Основания и фундаменты / Мангушев Р.А. [и др.]. – М.: Изд-во АСВ, 2013. – 391 с.
2. Берлинов М.В. Основания и фундаменты: учебник. – СПб.: Лань, 2019. – 320 с.
3. Пономарев А.Б. Основания и фундаменты. – Пермь: Изд-во ПГТУ, 2009. [Электронный ресурс]. – URL: www./pstu.ru (дата обращения: 01.03.21).
4. Невзоров А.Л. Основания и фундаменты. Пособие по расчету и конструированию: учеб. пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2018. – 153 с.
5. Верстов В.В., Гайдо А.Н., Иванов Я.В. Технология и комплексная механизация шпунтовых и свайных работ: учеб. пособие. 2-е изд., стер. – СПб.: Лань, 2012. – 288 с.
6. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: учеб. пособие. 3-е изд. / под ред. Б.И. Далматова. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2006. – 428 с.

Нормативной и справочной

7. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия [Электронный ресурс]. – URL: <https://faufcc.ru/technical-regulation-in-constuction/-formulary-list/> (дата обращения: 01.02.21).
8. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах [Электронный ресурс]. – URL: <https://faufcc.ru/technical-regulation-in-constuction/-formulary-list/> (дата обращения: 01.02.21).

9. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений [Электронный ресурс]. – URL: <https://faufcc.ru/technical-regulation-in-constuction/formulary-list/> (дата обращения: 01.02.21).

10. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты [Электронный ресурс]. – URL: <https://faufcc.ru/technical-regulation-in-constuction/formulary-list/> (дата обращения: 01.02.21).

11. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии [Электронный ресурс]. – URL: <https://faufcc.ru/technical-regulation-in-constuction/formulary-list/> (дата обращения: 01.02.21).

12. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты [Электронный ресурс]. – URL: <https://faufcc.ru/technical-regulation-in-constuction/formulary-list/> (дата обращения: 01.02.21).

13. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Электронный ресурс]. – URL: <https://faufcc.ru/technical-regulation-in-constuction/formulary-list/> (дата обращения: 01.02.21).

14. СП 131.13330.2018. Строительная климатология [Электронный ресурс]. – URL: <https://faufcc.ru/technical-regulation-in-constuction/formulary-list/> (дата обращения: 01.02.21).

15. ТСН 22-304-06. Проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений на закарстованных территориях Пермского края / Комитет строительства, архитектуры и градостроительства Пермского края. Пермь, 2006. – 51 с.

16. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / Научно-исследовательский институт оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова. – Утв. 1984-10-01. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.

17. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИ промзданий Госстроя СССР и НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 52 с.

18. ГОСТ 13579-78. Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия. – М.: Стандартиформ, 2006. – 11 с.
19. ГОСТ 13580-85. Плиты железобетонные ленточных фундаментов. Технические условия. – М.: ГК СССР по делам строительства, 1985. – 37 с.
20. ГОСТ 19804-91. Сваи железобетонные. Технические условия. – М.: ГК СССР по строительству и инвестициям, 1991. – 14 с.
21. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – М.: МНТКС, 2012. – 24 с.
22. ГОСТ 23061-90. Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности. – М.: Издательство стандартов, 1990. – 26 с.
23. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. – М.: Стандартиформ, 2013. – 38 с.
24. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М., 2014.
25. ГОСТ 2.105-95 ЕСКД. Общие требования к текстовым документам. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1995. – 28 с.
26. ГОСТ 2.301-68* ЕСКД. Форматы. – М.: Стандартиформ, 2007. – 4 с.
27. ГОСТ 2.302-68* ЕСКД. Масштабы. – М.: ИПК Издательство стандартов, 2001. – 3 с.
28. ГОСТ 2.304-81* ЕСКД. Шрифты чертежные. – М.: Стандартиформ, 2007. – 21 с.
29. ГОСТ 21.1101-2009 СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации. – М.: Стандартиформ, 2009. – 47 с.
30. Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия 1.412-1.6. Фундаменты монолитные железобетонные на естественном основании под типовые железобетонные колонны одноэтажных и многоэтажных производственных зданий. Вып. 0. Материалы для проектирования. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 112 с.

31. Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия 1.011.1-10. Сваи железобетонные. Вып. 1. Сваи цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 150 с.

32. Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия 1.011.1-10. Сваи железобетонные. Вып. 8. Сваи составные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 111 с.

33. ГОСТ 34329-2017. Опалубка. Общие технические условия. – М., 2017.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
Графические материалы

Пермский национальный исследовательский
политехнический университет
Кафедра строительного производства и геотехники

**Курсовой проект
по дисциплине «Основания
и фундаменты»**

Пояснительная записка

ШИФР ПРОЕКТА – ПЗ

Том 1

Доцент кафедры СПГ, к.т.н.

Студент группы ПГС-18-16.....

Пермь 2020

Рис. А.1. Пример оформления титульного листа
пояснительной записки

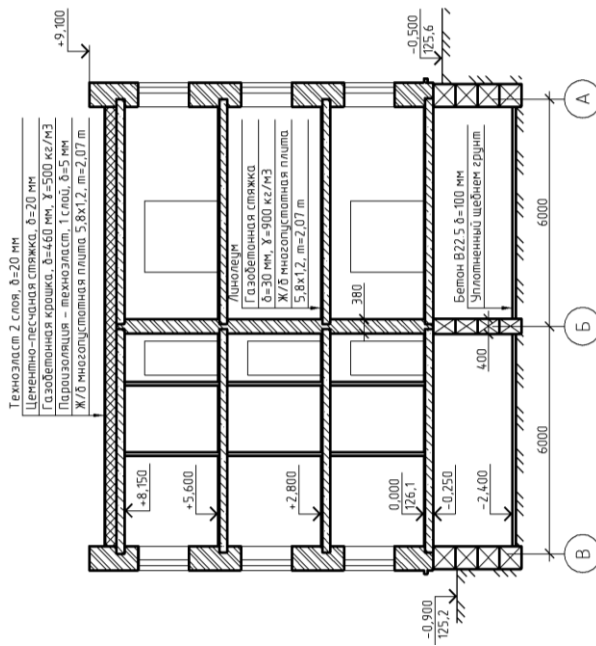


Рис. А.3. Пример оформления разреза здания (разрез 1-1)

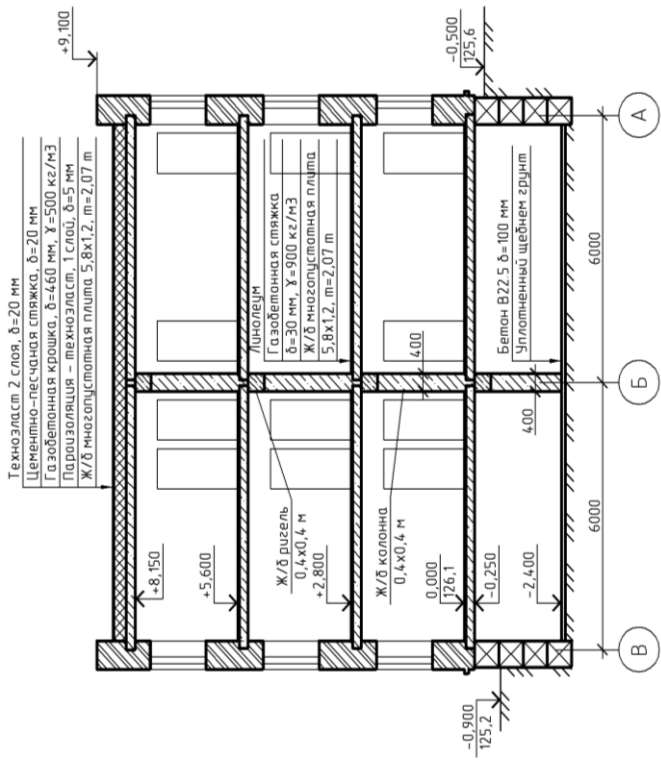


Рис. А.4. Пример оформления разреза здания (разрез 2-2)

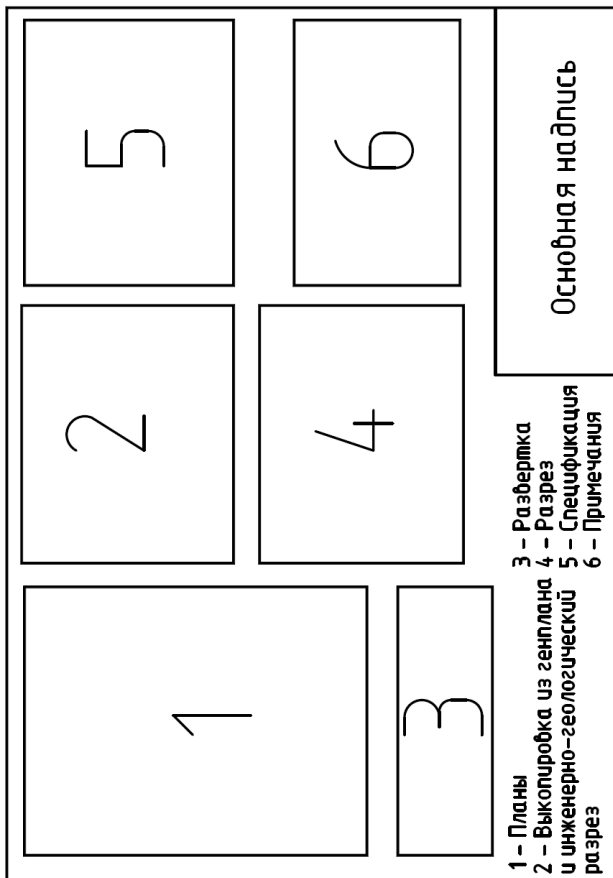


Рис. А.6. Схема графического листа для ленточного фундамента мелкого заложения

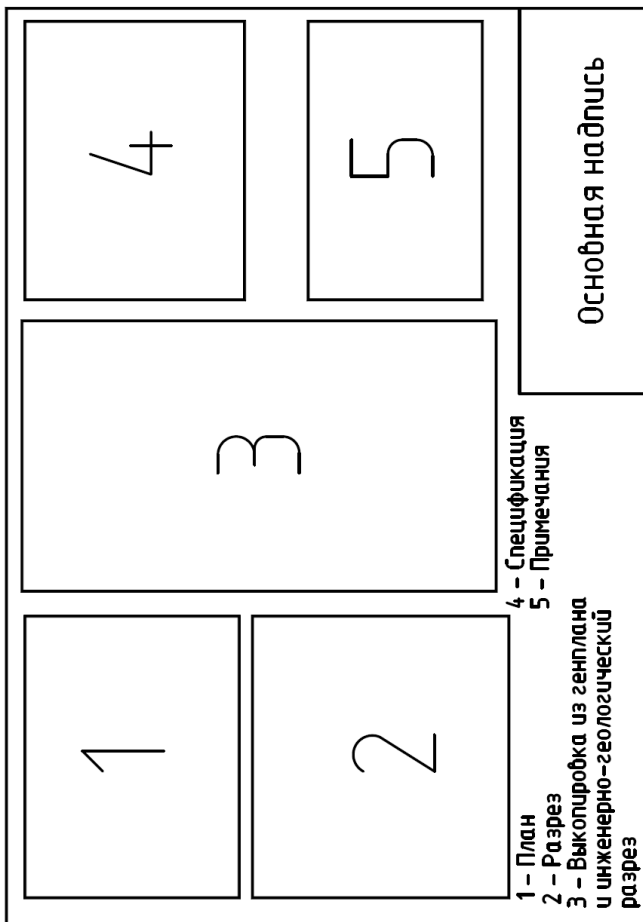


Рис. А. 7. Схема графического листа для отдельного фундамента мелкого заложения

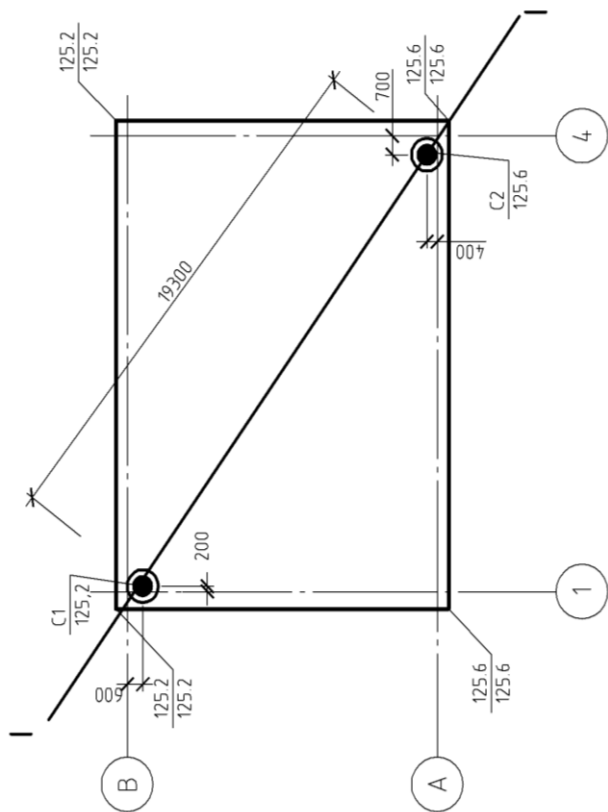


Рис. А.8. Пример оформления выкопировки из генплана

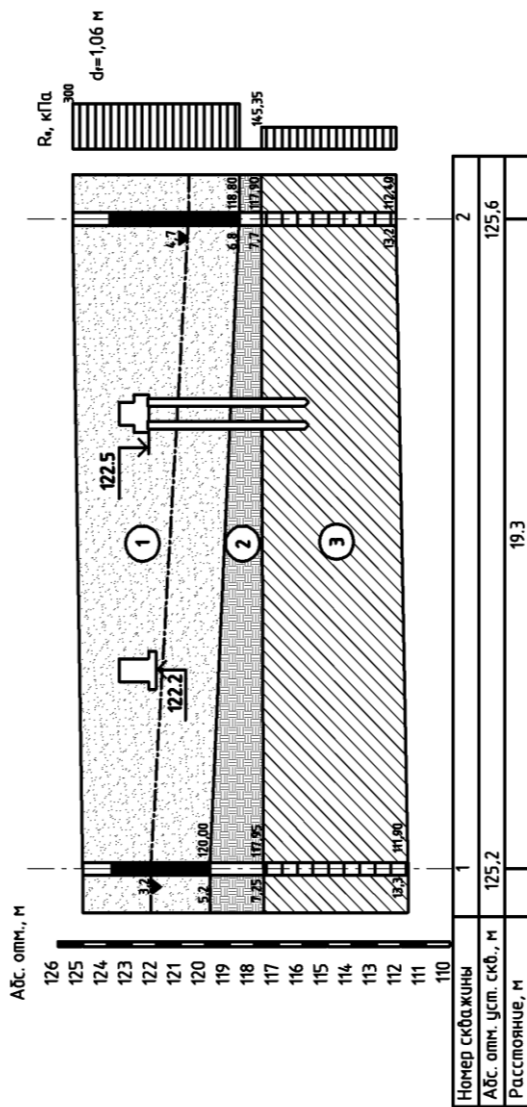
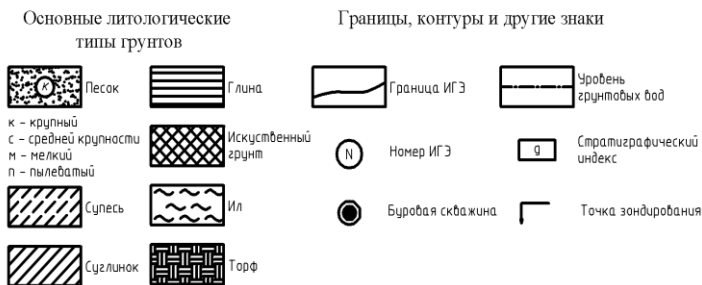


Рис. А.9. Пример оформления инженерно-геологического разреза



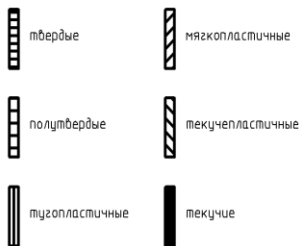
Обозначения на инженерно-геологических скважинах



Степень влажности



Состояние суглинков и глин



Состояние супесей



Рис. А.10. Условные обозначения для инженерно-геологического разреза

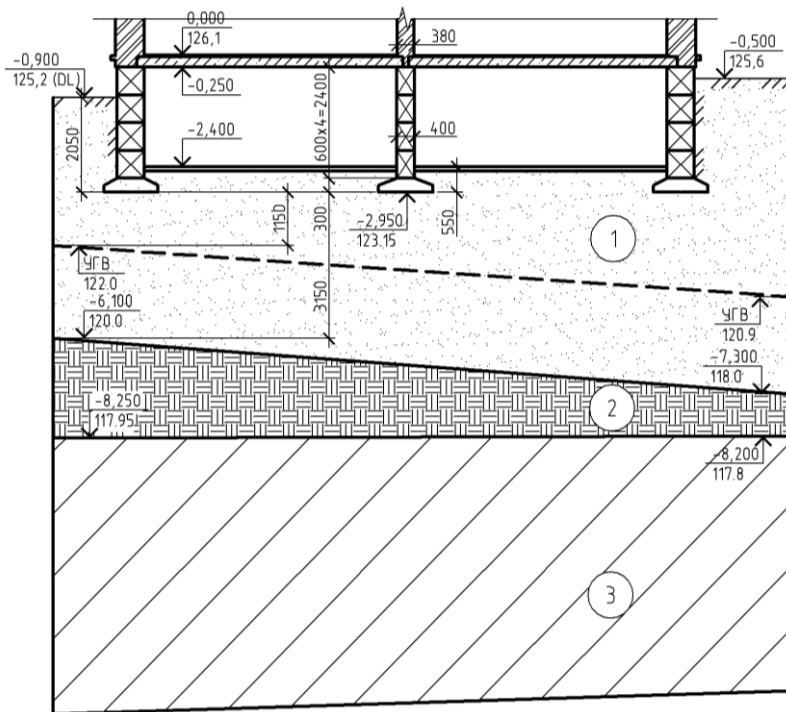


Рис. А.11. Схема к предварительному выбору ФМЗ под несущие стены

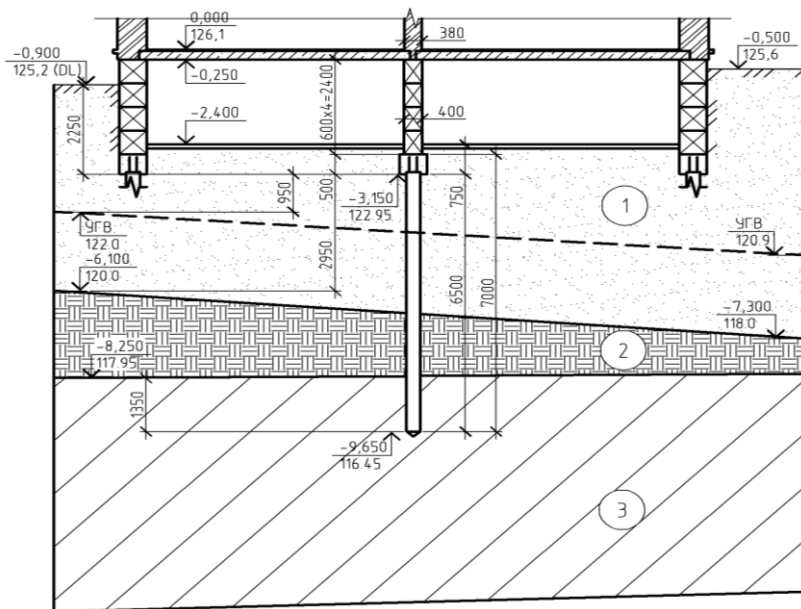


Рис. А.12. Схема к предварительному выбору свайного фундамента под несущие стены

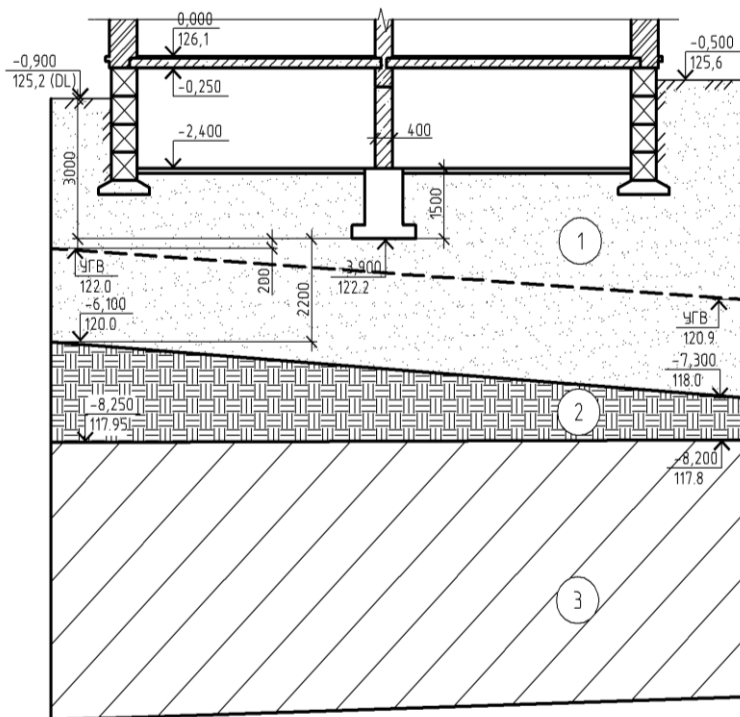


Рис. А.13. Схема к предварительному выбору ФМЗ под колонну

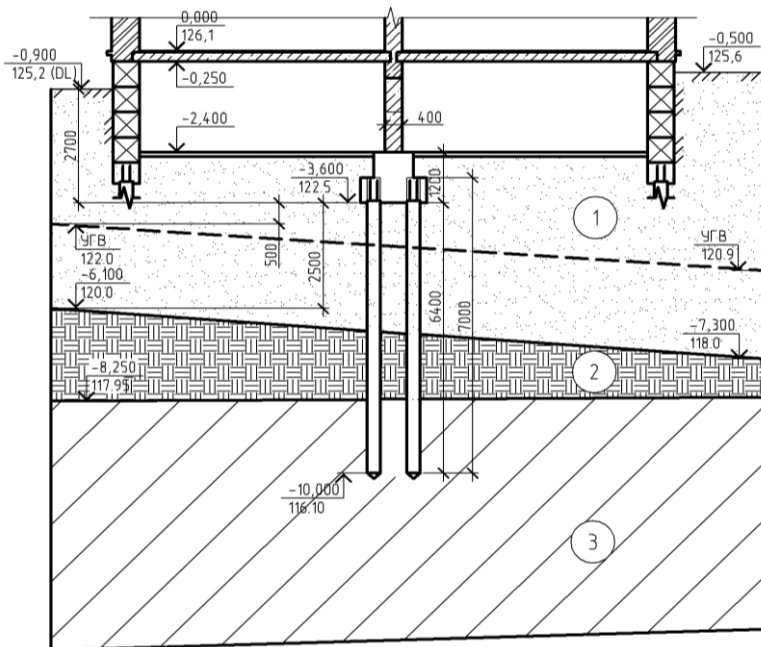


Рис. А.14. Схема к предварительному выбору свайного фундамента под колонну

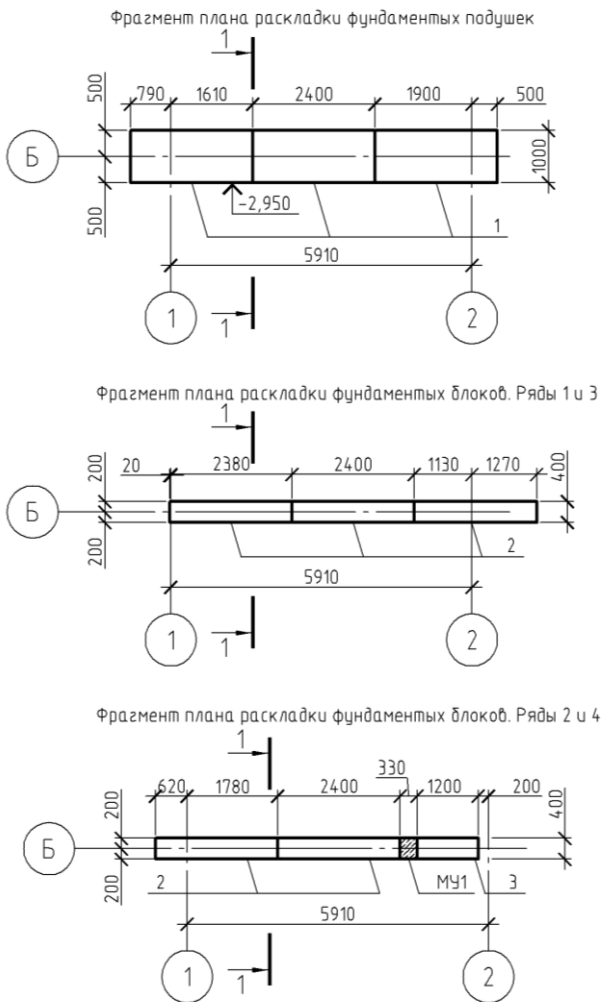


Рис. А.15. Пример оформления планов для ленточного фундамента мелкого заложения

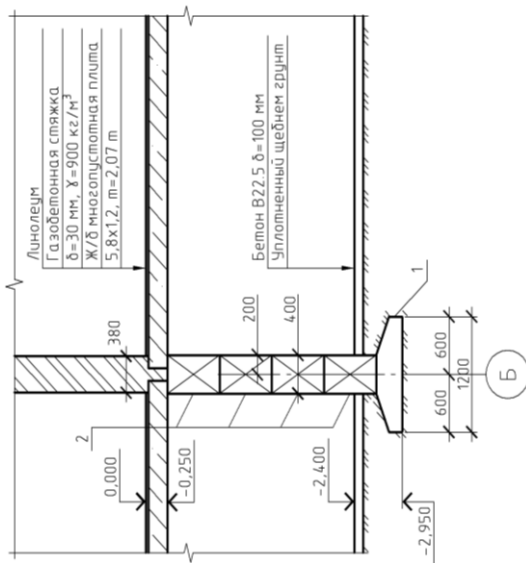


Рис. А.16. Пример оформления поперечного разреза для ленточного фундамента мелкого заложения

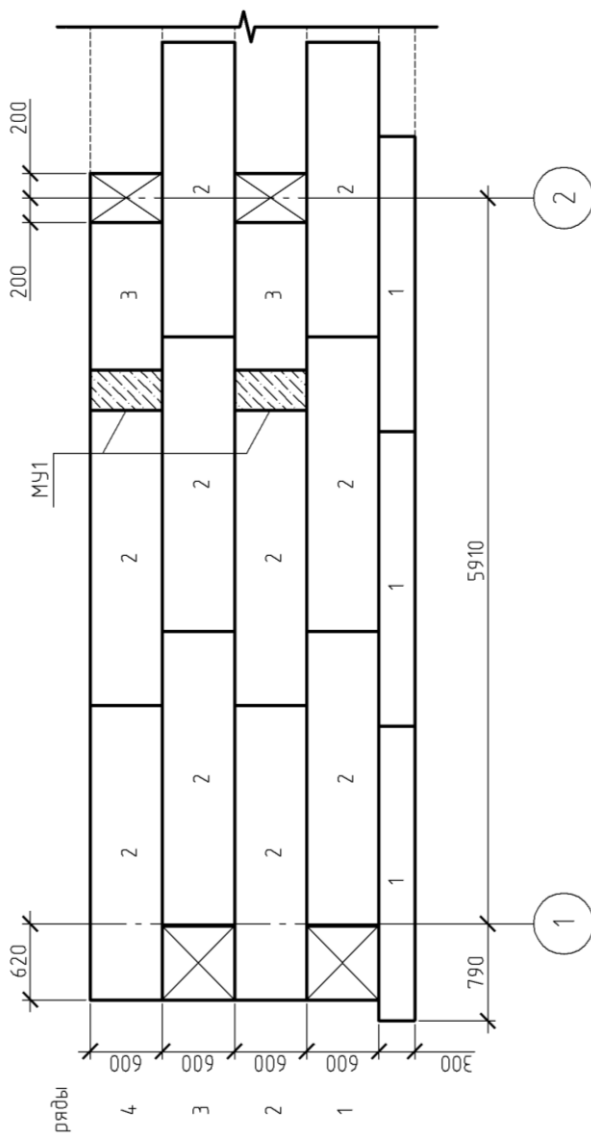


Рис. А.17. Пример оформления развертки для ленточного фундамента мелкого заложения

Спецификация элементов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Примечание
1	ГОСТ 13580-85	ФЛ12.24	2	1.6	
2	ГОСТ 13579-78	ФБС24.4.6	10	1.3	
3	ГОСТ 13579-78	ФБС12.4.6	2	0.64	
МУ1		Монолитный участок 1	2		0.08м ³
Материалы					
	ГОСТ 26633-91	Бетон В22.5	0.16		м ³

Рис. А.18. Пример оформления спецификации для фундамента мелкого заложения

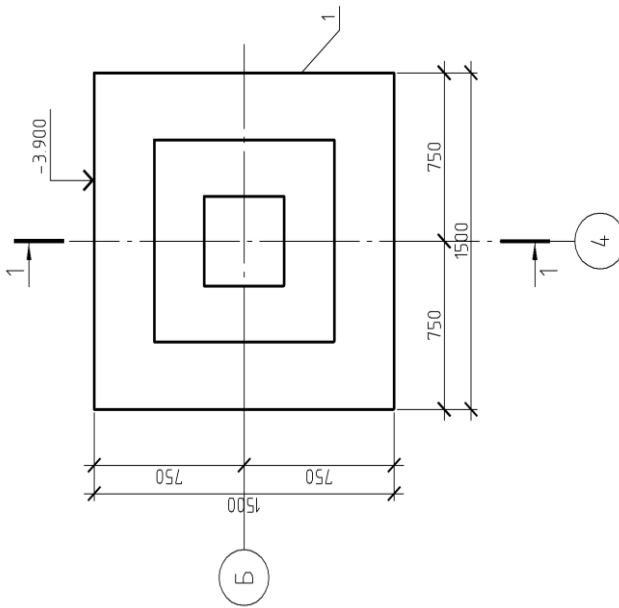


Рис. А.19. Пример оформления плана отдельного фундамента мелкого заложения

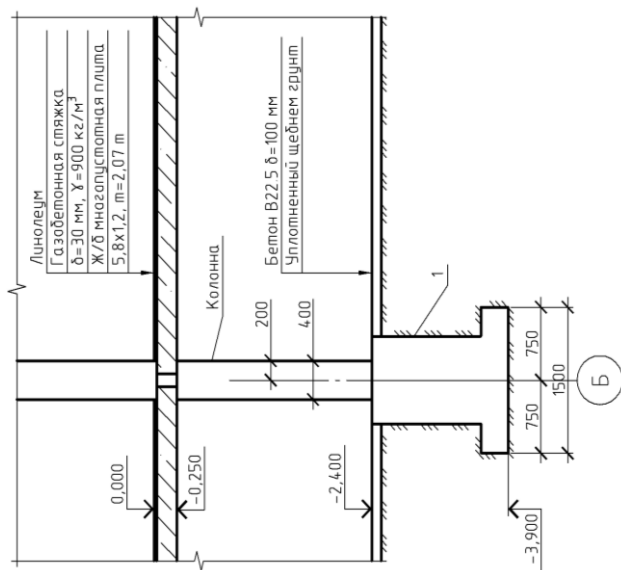


Рис. А.20. Пример оформления поперечного разреза отдельного фундамента мелкого заложения

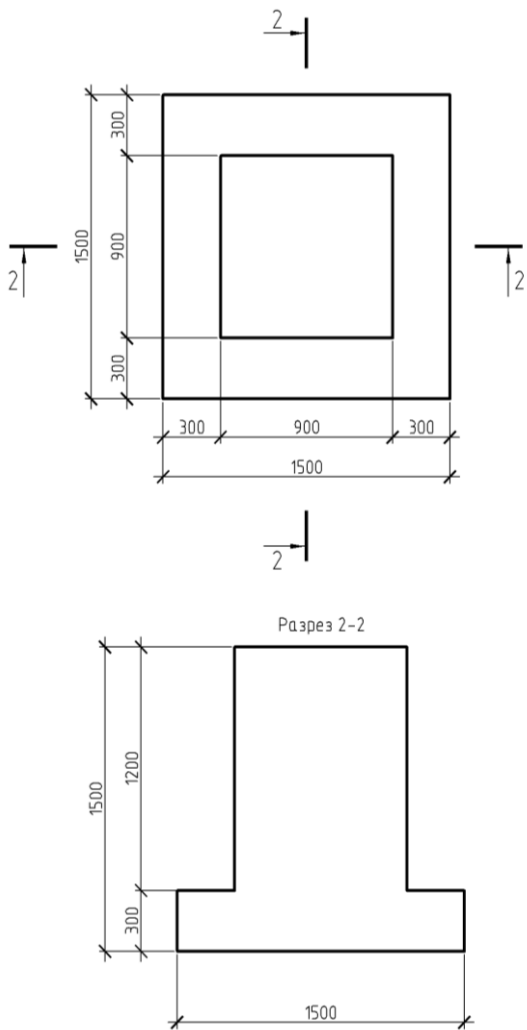


Рис. А.21. Пример оформления опалубочных чертежей отдельного фундамента мелкого заложения

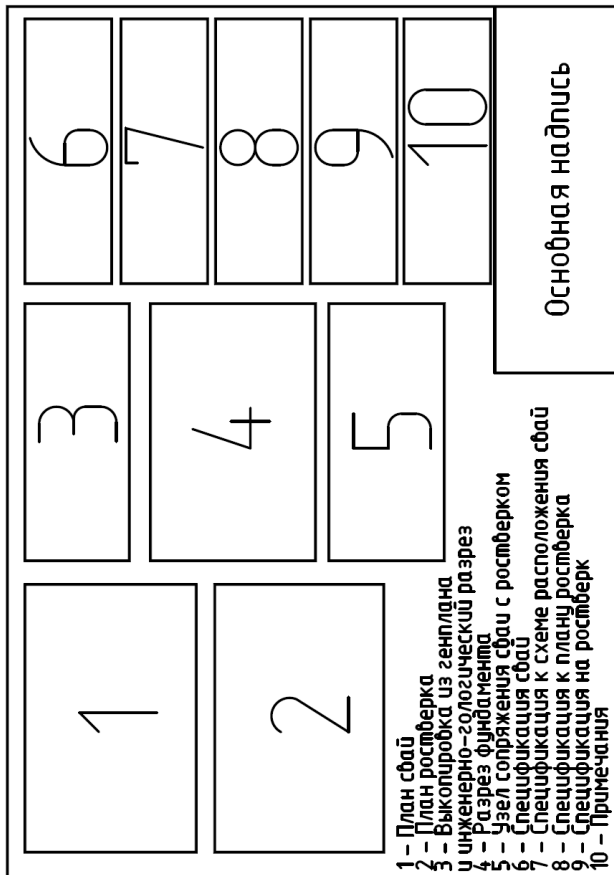


Рис. А.22. Схема графического листа для свайного фундамента

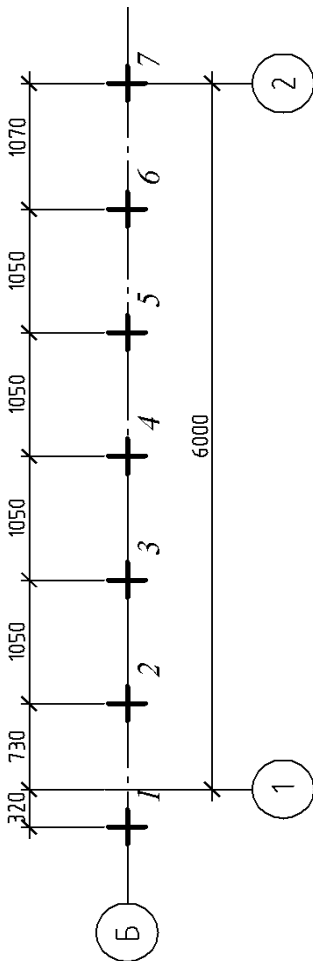


Рис. А.23. Пример оформления плана свай ленточного свайного фундамента

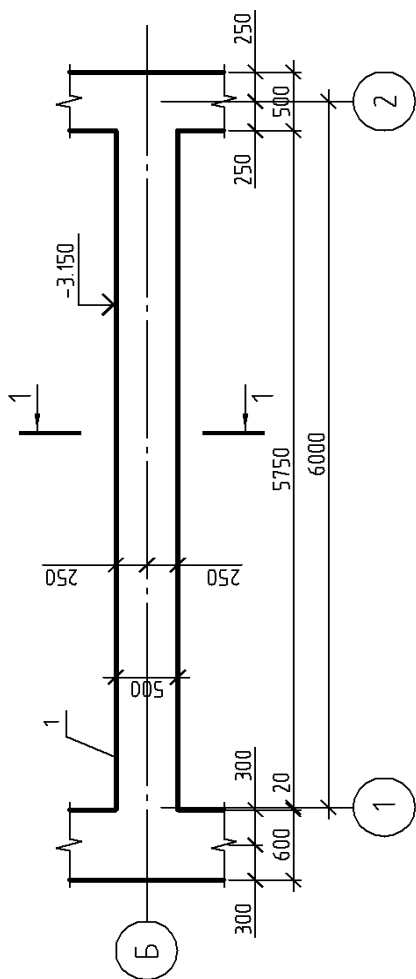


Рис. А.24. Пример оформления плана ростверка ленточного свайного фундамента

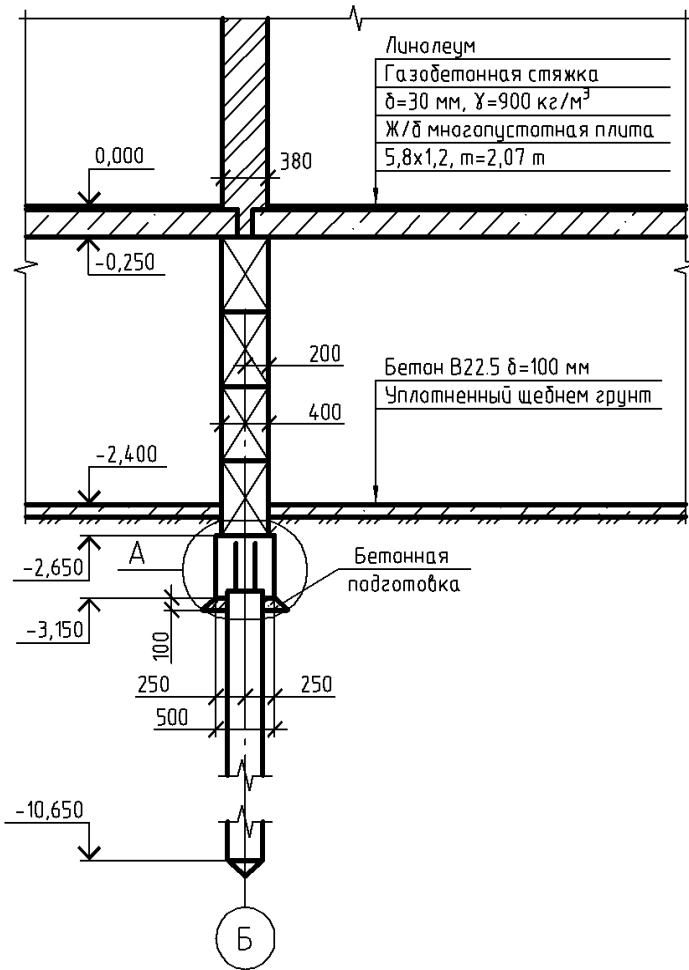


Рис. А.25. Пример оформления разреза ленточного свайного фундамента

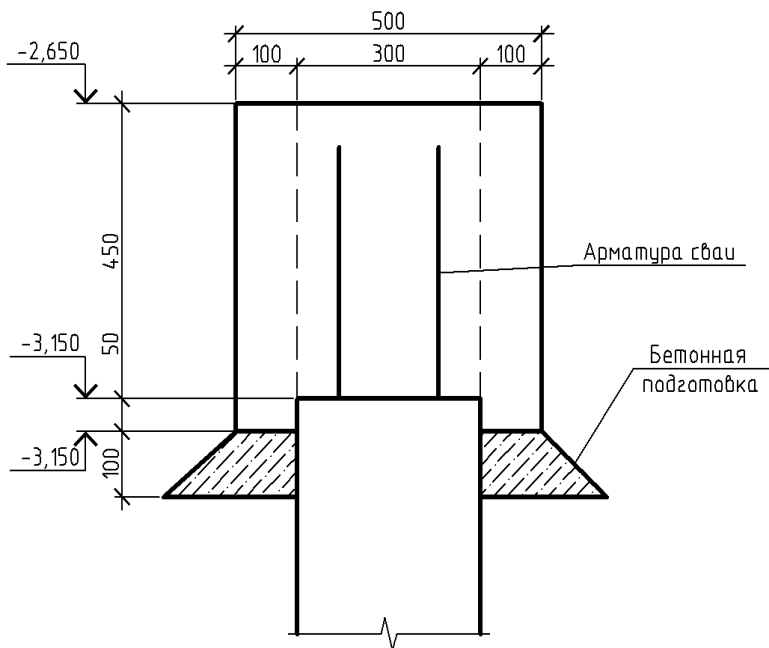


Рис. А.26. Узел сопряжения сваи и ростверка

Экспликация свай

№ Свай	Марка свай	Отметка		Расчетная нагрузка, кН	
		Головы свай	Низа свай	Допустимая	Передаваемая
1-7	С 90.30	-2.65	-11.65	285.2	255.87

Спецификация к схеме расположения свай

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Примечание
	Серия 1.011.1-10 Б.1	С 90.30	7	2050	

Спецификация к схеме расположения ростверка

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Примечание
	Данный лист	РМ-1	1		

Спецификация на ростверк РМ-1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Примечание
		Материалы			
		Бетон В15		1.44	м ³
		Бетон В7.5		0.35	м ³

Рис. А.27. Пример оформления спецификаций для свайного фундамента

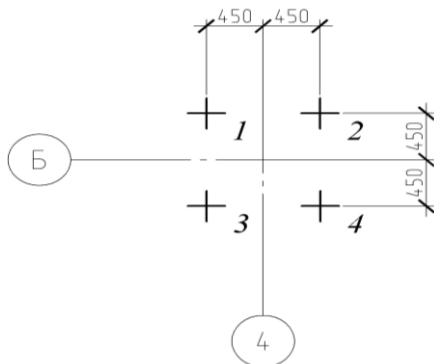


Рис. А.28. Пример оформления плана свай отдельного свайного фундамента

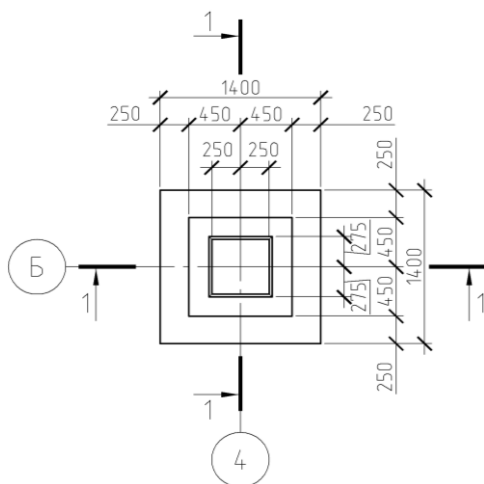


Рис. А.29. Пример оформления плана ростверка отдельного свайного фундамента

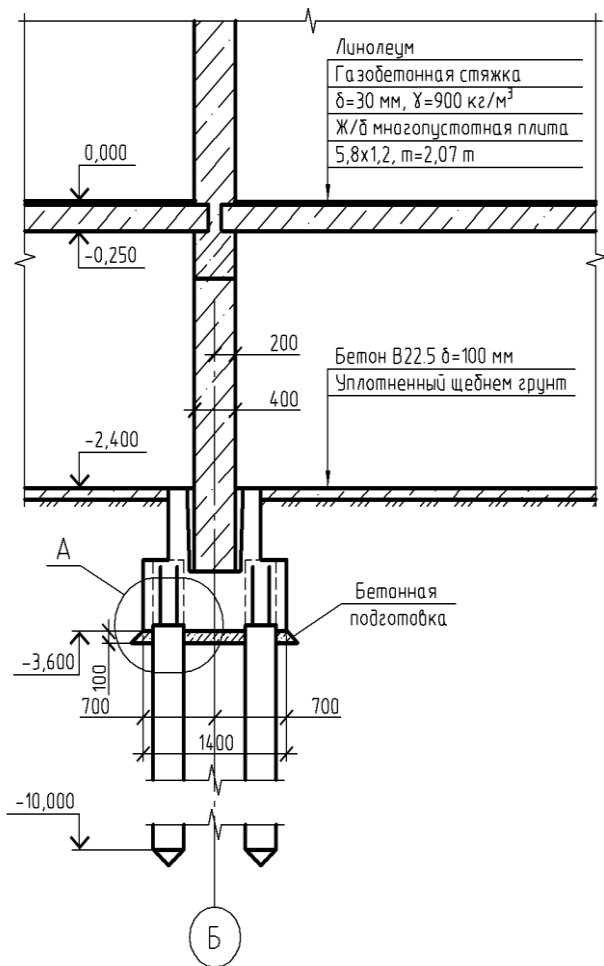


Рис. А.30. Пример оформления разреза отдельного свайного фундамента

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
Задания на курсовое проектирование

Вариант – 1

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	Ф _{II} , град	E, МПа	Примечание
1	231,1	Песок пылеватый	2,2	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	6,0	УГВ = 3,7 м
		Глина со щебнем до 5 %	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,70	35	13	8,0	
		Глина со щебнем до 12 %	2,8	2,5	0,19	0,37	0,22	1,93	60	22	20,0	
2	229,9	Глина со щебнем до 20 %	4,0	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	46,0	УГВ = 4,7 м
		Песок пылеватый	2,1	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	6,0	
		Глина со щебнем до 5 %	2,5	1,9	0,21	0,40	0,30	1,70	35	13	8,0	
		Глина со щебнем до 12 %	1,9	2,5	0,19	0,37	0,22	1,93	60	22	20,0	УГВ = 4,7 м
		Глина со щебнем до 20 %	4,5	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	46,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p кПа	Филь град	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	0,9	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	3,5	УГВ = 0,8 м
		Песок пылеватый	1,5	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,1	2,69	0,15	0,23	0,19	1,93	26	23	16,3	
		Песок гравелистый	1,1	2,69	–	–	0,33	1,75	2	28	19,5	
2	91,8	Гравелистый грунт (рухляк)	4,8	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	УГВ = 1,2 м
		Суглинок	0,7	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	3,5	
		Песок пылеватый	1,8	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,0	2,69	0,15	0,23	0,19	1,93	26	23	16,3	
		Песок гравелистый	1,5	2,69	–	–	0,33	1,75	2	28	19,5	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ , град	E , МПа	Примечание
1	39,3	Супесь аллювиальная	1,4	2,66	0,19	0,23	0,23	2,03	2,5	21	13,0	УГВ = 0,8 м
		Пылеватый песок заторфованный	8,7	2,65	0,07	0,09	0,25	1,98	2,5	26	12,0	
2	38,5	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	2,03	2,5	21	13,0	УГВ = 0,3 м
		Пылеватый песок заторфованный	9,1	2,65	0,07	0,09	0,25	1,98	2,5	26	12,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p кПа	ϕ град	E , МПа	Примечание
1	112,1	Песок мелкий аллювиальный	3,1	2,67	–	–	0,21	1,86	0	26	13,0	УГВ = 0,5 м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	1,95	29	19	11,0	
		Песок пылеватый	1,1	270	–	–	0,22	1,97	2	28	7,0	
2	113,2	Рухляки алевролитов	8,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	УГВ = 0,4 м
		Песок мелкий аллювиальный	3,5	2,67	–	–	0,21	1,86	0	26	13,0	
		Супесь аллювиальная	5,2	2,69	0,18	0,24	0,21	1,95	29	19	11,0	
		Песок пылеватый	0,8	270	–	–	0,22	1,97	2	28	7,0	
		Рухляки алевролитов	6,3	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{с,г}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p кПа	φ град	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,6	2,67	–	–	0,20	1,92	4,0	30	27,0	УГВ = 0,8 м
		Торф	3,2	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,84	19	18	6,9	
2	151,8	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	1,92	4,0	30	27,0	УГВ = 0,9 м
		Торф	2,9	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,8	2,65	0,17	0,25	0,31	1,84	19	18	6,9	

* – дана объёмная влажность торфа

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ , град	E , МПа	Примечание										
1	134,5	Суглинок озерно-аллювиальный	6,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,85	15	16	9,0	УГВ = 1,2 м										
													Супесь аллювиальная	3,3	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,8
2	133,9	Суглинок озерно-аллювиальный	7,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,85	15	16	9,0	УГВ = 0,9 м										
													Супесь аллювиальная	3,5	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,8

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	с _п , кПа	Ф _{пл} , град	E, МПа	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,9	2,67	–	–	0,1	1,84	7	34	15,0	УГВ = 4,9 м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	1,79	3	21	12,0	
		Суглинок аллювиальный	3,8	2,66	0,17	0,25	0,24	1,81	15	14	8,9	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	
2	168,0	Пылеватый песок	2,8	2,67	–	–	0,1	1,84	7	34	15,0	УГВ = 4,8 м
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	1,79	3	21	12,0	
		Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,17	0,25	0,24	1,81	15	14	8,9	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_s, \text{т/м}^3$	w_p	w_l	w	$\rho, \text{т/м}^3$	$c_{\text{пл}} \text{кПа}$	$\varphi_{\text{пл}} \text{град}$	$E, \text{МПа}$	Примечание
1	65,0	Суглинок аллювиальный	4,8	2,66	0,19	0,27	0,24	1,80	23	22	10,5	УГВ = 5,2 м
		Мелкий песок	1,9	2,65	–	0,29	1,93	–	–	30	21,0	
		Супесь	2,3	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	10,0	
		Суглинок аллювиальный	4,8	2,67	0,14	0,26	0,18	1,97	40	24	20,0	
2	65,9	Суглинок аллювиальный	5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,80	23	22	10,5	УГВ = 4,7 м
		Супесь	2,1	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	10,0	
		Суглинок аллювиальный	4,4	2,67	0,14	0,26	0,18	1,97	40	24	20,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	86,5	Суглинок лёссовидный	3,8	2,67	0,17	0,26	0,19	1,81	26	24	16,0	УГВ = 4,9 м
		Суглинок лёссовидный	3,9	2,66	0,19	0,30	0,27	1,95	33	20	12,0	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,5	
2	85,8	Суглинок лёссовидный	3,2	2,67	0,17	0,26	0,19	1,81	26	24	16,0	УГВ = 3,7 м
		Суглинок лёссовидный	4,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,95	33	20	12,0	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,5	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	$c_{пл}$, кПа	ϕ , град	E , МПа	Примечание
1	184,5	Суглинок	5,4	2,67	0,18	0,26	0,17	1,78	27	23	18,0	УГВ = 1,0 м
		загипсованный										
		Суглинок	6,3	2,69	0,13	0,29	0,28	1,81	32	22	7,2	
2	184,8	Глина со щебнем известняка	2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	22,0	УГВ = 1,2 м
		Суглинок	4,8	2,67	0,18	0,26	0,17	1,78	27	23	18,0	
		загипсованный										
		Суглинок	6,5	2,69	0,13	0,29	0,28	1,81	32	22	7,2	
		Глина со щебнем известняка	3,8	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	22,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	231,4	Песок пылеватый	2,2	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	8,0	УГВ = 4,7 м
		Глина со щебнем до 5 %	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,79	40	14	10,0	
		Глина со щебнем до 12 %	2,5	2,5	0,19	0,37	0,22	1,98	70	23	24,5	
		Глина со щебнем до 20 %	3,7	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	41,0	
2	230,7	Песок пылеватый	2,5	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	8,0	УГВ = 5,7 м
		Глина со щебнем до 5 %	2,1	1,9	0,21	0,40	0,30	1,79	40	14	10,0	
		Глина со щебнем до 12 %	0,8	2,5	0,19	0,37	0,22	1,98	70	23	24,5	
		Глина со щебнем до 20 %	3,9	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	41,0	

Физико-механические характеристики грунтов

1	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	$c_{п}$, кПа	$\phi_{п}$, град	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	1,1	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	4,0	УГВ = 0,7 м
		Песок пылеватый	1,6	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,3	
		Суглинок	2,9	2,69	0,15	0,23	0,19	2,00	28	23	20,5	
2	91,8	Песок гравелистый	1,8	2,69	–	–	0,33	1,84	3	30	22,0	УГВ = 1,6 м
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	
		Суглинок	0,7	2,70	0,28	0,40	0,36	1,64	17	18	3,0	
2	91,8	Песок пылеватый	1,3	2,69	–	–	0,31	1,64	2	24	8,0	УГВ = 1,6 м
		Суглинок	3,0	2,69	0,17	0,25	0,23	1,98	27	23	19,5	
		Песок гравелистый	1,5	2,70	–	–	0,32	1,86	4	31	21,5	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,3	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	39,6	Супесь аллювиальная	1,5	2,66	0,19	0,23	0,23	1,86	2	20	8,4	УГВ = 0,8 м
		Суглинок озерно-аллювиальный	8,9	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8	
2	38,7	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	1,86	2	20	8,4	УГВ = 1,3 м
		Суглинок озерно-аллювиальный	9,4	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p кПа	ϕ , град	E , МПа	Примечание
1	112,2	Песок мелкий аллювиальный	3,4	2,67	–	–	0,21	1,93	1	29	14,2	УГВ = 0,5 м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	2,01	33	23	12,2	
		Песок пылеватый	1,1	270	–	–	0,22	1,97	2	28	7,7	
2	113,4	Рухляки алевролитов	8,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	27,0	УГВ = 0,8 м
		Песок мелкий аллювиальный	3,9	2,67	–	–	0,21	1,93	1	29	14,2	
		Супесь аллювиальная	5,6	2,69	0,18	0,24	0,21	2,01	33	23	12,2	
		Песок пылеватый	0,9	270	–	–	0,22	1,97	2	28	7,7	
		Рухляки алевролитов	6,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	27,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{с,с}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	$c_{п}$, кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	2,0	3,8	31	32,0	УГВ = 2,4 м
		Торф	3,3	1,90	–	–	0,75*	1,20	–	28	1,9	
2	151,9	Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,9	20	16	8,4	УГВ = 3,5 м
		Мелкий песок	7,3	2,67	–	–	0,20	2,0	3,8	31	32,0	
		Торф	2,8	1,90	–	–	0,75*	1,20	–	28	1,9	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,8	2,65	0,17	0,25	0,31	1,9	20	16	8,4	

* – дана объёмная влажность торфа.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	134,4	Суглинок озерно-аллювиальный	6,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,75	11	9	6,6	УГВ = 1,6 м
			3,1	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,0	
			4,1	2,65	0,45	0,65	0,50	1,54	5	6	15,0	
2	133,9	Суглинок озерно-аллювиальный	7,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,75	11	9	6,6	УГВ = 0,9 м
			3,2	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,0	
			3,2	2,65	0,45	0,65	0,50	1,54	5	6	15,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_s, \text{ т/м}^3$	w_p	w_l	w	$\rho, \text{ т/м}^3$	$c_p, \text{ кПа}$	Фль, град	$E, \text{ МПа}$	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,9	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,4	УГВ = 4,0 м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	1,85	7	24	21,0	
		Суглинок аллювиальный	3,8	2,66	0,17	0,25	0,24	1,86	16	17	10,3	
2	167,6	Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	31,0	УГВ = 4,8 м
		Пылеватый песок	2,6	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,4	
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	1,85	7	24	21,0	
		Суглинок аллювиальный	4,5	2,66	0,17	0,25	0,24	1,86	16	17	10,3	
		Глина	3,9	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	31,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	$c_{пл}$ кПа	$\phi_{пл}$ град	E , МПа	Примечание
1	65,3	Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,19	0,27	0,24	1,93	23	22	15,6	УГВ = 5,2 м
			1,9	2,65	–	0,29	0,28	1,93	0	30	21,4	
			1,9	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	23	9,2	
2	65,8	Суглинок аллювиальный	4,9	2,67	0,14	0,26	0,16	2,02	40	26	29,0	УГВ = 4,7 м
			5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,93	23	22	15,6	
			3,2	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	23	9,2	
		Суглинок аллювиальный	3,4	2,67	0,14	0,26	0,16	2,02	40	26	29,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	85,1	Суглинок лёссовидный	3,6	2,67	0,17	0,26	0,19	1,65	18	20	11,0	УГВ = 4,9 м
		Суглинок лёссовидный	3,8	2,66	0,19	0,30	0,27	1,85	30	18	8,0	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,2	
2	85,8	Суглинок лёссовидный	3,0	2,67	0,17	0,26	0,19	1,65	18	20	11,0	УГВ = 3,8 м
		Суглинок лёссовидный	5,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,85	30	18	8,0	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,2	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ , град	E , МПа	Примечание
1	189,5	Суглинок	5,3	2,67	0,18	0,26	0,17	1,83	28	24	20,5	УГВ не отмечен
		загипсованный										
		Суглинок	6,2	2,69	0,13	0,29	0,28	1,89	35	23	15,0	
2	189,8	Глина со щебнем известняка	2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	23,2	УГВ не отмечен
		Суглинок										
		загипсованный	4,8	2,67	0,18	0,26	0,17	1,83	28	24	20,5	
		Суглинок	6,7	2,69	0,13	0,29	0,28	1,89	35	23	15,0	
		Глина со щебнем известняка	3,5	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	23,2	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ , град	E , МПа	Примечание
1	231,7	Песок пылеватый	2,2	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	7,0	УГВ = 4,4 м
		Глина со щебнем до 5 %	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,88	50	16	12,0	
		Глина со щебнем до 12 %	2,5	2,5	0,19	0,37	0,22	2,08	82	23	29,0	
		Глина со щебнем до 20 %	3,9	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	45,0	
2	230,9	Песок пылеватый	2,0	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	7,0	УГВ = 5,8 м
		Глина со щебнем до 5 %	2,6	1,9	0,21	0,40	0,30	1,88	50	16	12,0	
		Глина со щебнем до 12 %	0,8	2,5	0,19	0,37	0,22	2,08	82	23	29,0	
		Глина со щебнем до 20 %	4,1	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	45,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ , град	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	0,8	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	18	17	3,2	УГВ = 1,9 м
		Песок пылеватый	1,4	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	2,9	2,69	0,15	0,23	0,19	1,85	25	21	14,0	
		Песок гравелистый	1,3	2,69	–	–	0,33	1,67	4	27	14,8	
2	91,8	Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	УГВ = 1,1 м
		Суглинок	0,7	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	18	17	3,2	
		Песок пылеватый	1,3	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,0	2,69	0,15	0,23	0,19	1,85	25	21	14,0	
2	91,8	Песок гравелистый	1,5	2,69	–	–	0,33	1,67	4	27	14,8	УГВ = 1,1 м
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,9	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	39,5	Супесь аллювиальная	1,6	2,66	0,19	0,23	0,23	1,97	2,3	21	12,0	УГВ = 0,9 м
		Суглинок озерно-аллювиальный	8,5	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8	
2	38,7	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	1,97	2,3	21	12,0	УГВ = 0,3 м
		Суглинок озерно-аллювиальный	8,5	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	112,6	Песок мелкий аллювиальный	3,2	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ = 1,5 м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	2,06	35	24	15,0	
		Песок пылеватый	1,1	2,70	–	–	0,22	1,97	3	29	7,5	
2	113,8	Рухляки алевролитов	8,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	УГВ = 2,4 м
		Песок мелкий аллювиальный	3,5	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	
		Супесь аллювиальная	5,4	2,69	0,18	0,24	0,21	2,06	35	24	15,0	
		Песок пылеватый	0,9	2,70	–	–	0,22	1,97	3	29	7,5	
		Рухляки алевролитов	6,3	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,5	2,67	–	–	0,20	1,84	4,0	30	18,7	УГВ = 2,7 м
		Торф	3,2	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	1,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,76	21	17	5,2	
2	151,8	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	1,84	4,0	30	18,7	УГВ = 3,5 м
		Торф	2,8	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	1,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,1	2,65	0,17	0,25	0,31	1,76	21	17	5,2	

* – дана объёмная влажность торфа.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p кПа	ϕ_p град	E , МПа	Примечание
1	134,8	Суглинок озерно-аллювиальный	6,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,8	12	11	7,5	УГВ = 1,6 м
		Супесь аллювиальная	3,3	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	5	18	8,5	
		Глина третичная	4,1	2,65	0,45	0,65	0,50	1,65	12	8	16,6	
2	133,9	Суглинок озерно-аллювиальный	7,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,8	12	11	7,5	УГВ = 1,8 м
		Супесь аллювиальная	3,2	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	5	18	8,5	
		Глина третичная	3,2	2,65	0,45	0,65	0,50	1,65	12	8	16,6	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_{ss} , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	Фль град	E , МПа	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,8	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,0	УГВ = 4,1 м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	2,00	9	25	29,0	
		Суглинок аллювиальный	3,9	2,66	0,17	0,25	0,24	1,94	21	20	14,0	
2	167,2	Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	УГВ = 4,8 м
		Пылеватый песок	2,7	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,0	
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	2,00	9	25	29,0	
		Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,17	0,25	0,24	1,94	21	20	14,0	
		Глина	3,9	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	$c_{п}$, кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	65,1	Суглинок аллювиальный	4,4	2,66	0,19	0,27	0,24	1,75	21	22	8,8	УГВ = 3,2 м
		Мелкий песок	1,8	2,65	–	–	0,29	1,93	0	30	21,0	
		Супесь	1,9	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	9,0	
2	65,8	Суглинок аллювиальный	4,9	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	УГВ = 4,7 м
		Суглинок аллювиальный	5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,75	21	22	8,8	
		Супесь	3,1	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	9,0	
		Суглинок аллювиальный	3,4	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	85,1	Суглинок лёссовидный	3,4	2,67	0,17	0,26	0,19	1,72	20	21	12,0	УГВ = 4,0 м
		Суглинок лёссовидный	3,8	2,66	0,19	0,30	0,27	1,90	32	18	10,4	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	5	31	14,5	
2	85,8	Суглинок лёссовидный	3,2	2,67	0,17	0,26	0,19	1,72	20	21	12,0	УГВ = 3,8 м
		Суглинок лёссовидный	4,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,90	32	18	10,4	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	5	31	14,5	

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{с,с}$ т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ ль град	E , МПа	Примечание
1	187,5	Суглинок загипсованный	5,1	2,67	0,18	0,26	0,17	1,87	34	24	17,2	УГВ не отмечен
			6,3	2,69	0,13	0,29	0,28	1,99	39	24	7,8	
		2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	29	22,4		
2	187,8	Суглинок загипсованный	4,9	2,67	0,18	0,26	0,17	1,87	34	24	17,2	УГВ не отмечен
			6,5	2,69	0,13	0,29	0,28	1,99	39	24	7,8	
		3,5	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	29	22,4		

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	$\rho_{св}$, т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ , град	E , МПа	Примечание
1	125,2	Песок мелкий аллювиальный	5,2	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ = 3,2 м
		Торф	2,05	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	6,05	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8	
2	125,6	Песок мелкий аллювиальный	6,8	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ = 4,7 м
		Торф	0,9	1,90	–	–	3,00*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,5	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8	

* – дана объёмная влажность торфа.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Номенклатура сборных и монолитных конструкций фундаментов

Таблица В.1

Размеры типовых монолитных фундаментов колонн
с размерами обреза 0,9×0,9 м

Размер ступеней плитной части (<i>a</i> ; <i>b</i> ; <i>h</i>)			Объем фундамента, м ³ , при высоте фундамента, <i>h_f</i> , м							Марка фунда- мента	
Первая- подошвенная	Вторая	Третья	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,6		4,2
1,5×1,5×0,3			1,6	1,9	2,1	2,4	2,6	2,9	3,3	3,8	Ф1.1.1
1,8×1,5×0,3			1,8	2,1	2,3	2,5	2,7	3,0	3,5	4,0	Ф2.1.1
1,8×1,8×0,3			1,9	2,2	2,4	2,7	2,9	3,2	3,6	4,1	Ф3.1.1
2,1×1,8×0,3			2,1	2,3	2,6	2,8	3,1	3,3	3,8	4,3	Ф4.1.1
2,1×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3		2,3	2,5	2,7	3,0	3,2	3,5	4,0	4,5	Ф4.2.1
2,4×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3		2,4	2,7	2,9	3,2	3,4	3,6	4,1	4,6	Ф5.2.1
2,7×2,1×0,3	2,1×1,5×0,3		3,4	3,6	3,9	4,1	4,3	4,6	5,1	5,6	Ф6.2.1
3,0×2,4×0,3	2,1×1,5×0,3		3,8	4,1	4,3	4,6	4,8	5,0	5,5	6,0	Ф7.2.1
3,3×2,7×0,3	2,4×1,5×0,3		4,5	4,7	5,0	5,2	5,4	5,7	6,2	6,7	Ф8.2.1
2,7×2,1×0,3	2,1×1,5×0,3	1,5×1,5×0,3	3,8	4,0	4,3	4,5	4,8	5,0	5,5	6,0	Ф6.3.1

Размер ступеней плитной части (a ; b ; h)			Объем фундамента, м ³ , при высоте фундамента, h_f , м								Марка фунда-мента
Первая-подошвенная	Вторая	Третья	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,6	4,2	
3,0×2,4×0,3	2,4×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	6,0	6,5	Ф7.3.1
3,3×2,7×0,3	2,7×2,1×0,3	1,5×1,5×0,3	5,5	5,8	6,0	6,3	6,5	6,8	7,2	7,7	Ф8.3.1
3,6×3,0×0,3	2,7×2,4×0,3	1,8×1,5×0,3	6,5	6,7	7,0	7,2	7,4	7,7	8,2	8,7	Ф9.3.1
3,9×3,3×0,3	3,0×2,4×0,3	1,8×1,5×0,3	7,3	7,6	7,8	8,0	8,3	8,5	9,0	9,5	Ф10.3.1
4,2×3,6×0,3	3,3×2,7×0,3	2,1×1,5×0,3	8,6	8,9	9,1	9,4	9,6	9,8	10,3	10,8	Ф11.3.1
4,5×3,9×0,3	3,3×2,7×0,3	2,4×1,8×0,3	9,7	10,0	10,2	10,4	10,7	10,9	11,4	11,9	Ф12.3.1
4,8×4,2×0,3	3,6×3,3×0,3	2,1×1,8×0,3	11,2	11,5	11,7	12,0	12,2	12,4	12,9	13,4	Ф13.3.1

Примечание: объем бетона на фундамент дан без учета стаканов.

Таблица В.2

Размеры стеновых фундаментных блоков

Марка блока	Основные размеры блока, мм			Масса блока (справочная), т
	Длина l	Ширина b	Высота h	
ФБС24.3.6-Т	2380	300	580	0,97
ФБС24.4.6-Т		400		1,30
ФБС24.5.6-Т		500		1,63
ФБС24.6.6-Т		600		1,96
ФБС12.4.6-Т	1180	400	580	0,64
ФБС12.5.6-Т		500		0,79
ФБС12.6.6-Т		600		0,96
ФБС12.4.3-Т	1180	400	280	0,31
ФБС12.5.3-Т		500		0,38
ФБС12.6.3-Т		600		0,46
ФБС9.3.6-Т	880	300	580	0,35
ФБС9.4.6-Т		400		0,47
ФБС9.5.6-Т		500		0,59
ФБС9.6.6-Т		600		0,70

Примечание: масса блоков приведена для тяжелого бетона средней плотности 2400 кг/м³.

Размеры и вес фундаментных плит

Марка плиты	Основные размеры плиты, мм			Масса плиты (справочная), т
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	
ФЛ6.24	600	2380	300	0,93
ФЛ6.12		1180		0,45
ФЛ8.24	800	2380		1,15
ФЛ8.12		1180		0,55
ФЛ10.30	1000	2980		1,75
ФЛ10.24		2380		1,38
ФЛ10.12		1180		0,65
ФЛ10.8		780		0,42
ФЛ12.30		2980		2,05
ФЛ12.24		2380		1,63
ФЛ12.12	1200	1180		0,78
ФЛ12.8		780		0,5
ФЛ14.30	1400	2980		2,4
ФЛ14.24		2380		1,90
ФЛ14.12		1180	0,91	
ФЛ14.8		780	0,58	

Продолжение табл. В.3

Марка плиты	Основные размеры плиты, мм			Масса плиты (справочная), т
	b	l	h	
ФЛ16.30	1600	2980	500	2,71
ФЛ16.24		2380		2,15
ФЛ16.12		1180		1,03
ФЛ16.8		780		0,65
ФЛ20.30	2000	2980		5,10
ФЛ20.24		2380		4,05
ФЛ20.12		1180		1,95
ФЛ20.8		780		1,25
ФЛ24.30	2400	2980		5,98
ФЛ24.24		2380		4,75
ФЛ24.12		1180		2,30
ФЛ24.8		780		1,45
ФЛ28.24	2800	2380	5,90	
ФЛ28.12		1180	2,82	
ФЛ28.8		780	1,80	

Окончание табл. В.3

Марка плиты	Основные размеры плиты, мм			Масса плиты (справочная), т
	b	l	h	
ФЛ32.12	3200	1180	500	3,23
ФЛ32.8		780		

Таблица В.4

Сваи цельные сплошного квадратного сечения
с ненапрягаемой арматурой

Марка сваи	Длина, мм	Сторона сечения, мм	Масса, т	Класс бетона
C30.20	3000	200	0,33	В15
C40.20	4000		0,43	
C50.20	5000		0,53	
C60.20	6000		0,63	
C30.25	3000	250	0,5	
C40.25	4000		0,65	
C50.25	5000		0,80	
C60.25	6000		0,95	
C30.30	3000	300	0,70	
C40.30	4000		0,93	
C50.30	5000		1,15	
C60.30	6000		1,38	
C70.30	7000		1,6	
C80.30	8000		1,83	
C90.30	9000		2,05	
C100.30	10000		2,28	
C110.30	11000	2,50	В20/В25	
C120.30	12 000	2,73		

Продолжение табл. В.4

Марка сваи	Длина, мм	Сторона сечения, мм	Масса, т	Класс бетона
C40.35	4000	350	1,30	B20
C50.35	5000		1,50	
C60.35	6000		1,90	
C70.35	7000		B20/B25	2,20
C80.35	8000			2,50
C90.35	9000			2,80
C100.35	10 000			3,10
C110.35	11 000			3,43
C120.35	12 000			3,75
C130.35	13 000			B25/B30
C140.35	14 000	4,35		
C150.35	15 000	4,60		
C160.35	16 000	400	4,90	B20
C40.40	4000		1,65	
C50.40	5000		2,05	
C60.40	6000		2,45	
C70.40	7000		2,85	
C80.40	8000		3,25	
C90.40	9000		3,65	

Окончание табл. В.4

Марка сваи	Длина, мм	Сторона сечения, мм	Масса, т	Класс бетона
С100.40	10 000	400	4,05	В20
С110.40	11 000		4,45	
С120.40	12 000		4,85	
С130.40	13 000		5,25	В25/В30
С140.40	14 000		5,65	
С150.40	15 000		6,05	
С160.40	16 000		6,45	

Таблица В.5

Сваи составные сварные сплошного квадратного сечения
с ненапрягаемой арматурой

Марка сваи	Длина, мм	Сторона сечения, мм	Масса, т	Класс бетона
C140.30-C	14 000	300	3,13	B25
C150.30-C	15 000		3,35	
C160.30-C	16 000		3,58	
C170.30-C	17 000		3,80	
C180.30-C	18 000		4,03	
C190.30-C	19 000		4,25	
C200.30-C	20 000		4,48	
C210.30-C	21 000		4,70	
C220.30-C	22 000		4,92	
C230.30-C	23 000		5,15	
C240.30-C	24 000		5,40	
C140.35-C	14 000		350	
C150.35-C	15 000	4,60		
C160.35-C	16 000	4,90		
C170.35-C	17 000	5,20		
C180.35-C	18 000	5,50		

Продолжение табл. В.5

Марка свай	Длина, мм	Сторона сечения, мм	Масса, т	Класс бетона
C190.35-C	19 000	350	5,80	В25
C200.35-C	20 000		6,10	
C210.35-C	21 000		6,40	
C220.35-C	22 000		6,70	
C230.35-C	23 000		7,07	
C240.35-C	24 000		7,32	
C250.35-C	25 000		7,62	
C260.35-C	26 000		7,92	
C270.35-C	27 000		8,22	
C280.35-C	28 000		8,53	
C140.40-C	14 000	400	5,55	
C150.40-C	15 000		5,95	
C160.40-C	16 000		6,35	
C170.40-C	17 000		6,75	
C180.40-C	18 000		7,15	
C190.40-C	19 000		7,55	
C200.40-C	20 000		7,95	
C210.40-C	21 000		8,35	

Окончание табл. В.5

Марка сваи	Длина, мм	Сторона сечения, мм	Масса, т	Класс бетона
C220.40-C	22 000	400	8,75	B25
C230.40-C	23 000		9,15	
C240.40-C	24 000		9,55	
C250.40-C	25 000		9,95	
C260.40-C	26 000		10,35	
C270.40-C	27 000		10,75	
C280.40-C	28 000		11,15	

Учебное издание

Пономарев Андрей Будимирович,
Захаров Александр Викторович,
Золотозубов Дмитрий Геннадьевич,
Калошина Светлана Валентиновна,
Татьянников Даниил Андреевич

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Учебное пособие

Редактор и корректор *М.А. Шемякина*

Подписано в печать 27.05.2021. Формат 60×90/16.
Усл. печ. л. 17,5. Тираж 40 экз. Заказ № 119/2020.

Издательство

Пермского национального исследовательского
политехнического университета.

Адрес: 614990, г. Пермь, Комсомольский проспект, 29, к. 113.

Тел. (342) 219-80-33.