

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Учреждение образования
«Брестский государственный технический университет»

Кафедра оснований, фундаментов,
инженерной геологии и геодезии

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к курсовой работе по дисциплине

«Механика грунтов, основания и фундаменты»

для студентов специальности 1-70 04 03

«Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов»

Брест – 2008

УДК 624.131

В методических указаниях изложена методика расчёта и конструирования фундаментов зданий и сооружений водохозяйственного назначения: водонапорных башен, станций очистки и обезжелезивания воды.

Предложенная методика может быть использована в курсовом и дипломном проектировании.

Методические указания рассмотрены и одобрены на заседании кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии, протокол № 5 от 20.12.2007 и рекомендованы к изданию.

**Составители: В.Н. Дедок, доцент
А.М. Климук, доцент**

**Рецензенты: В.Н.Деркач, заместитель директора филиала
РУП БелНИИС «Научно-технический центр» г.Брест**

СОДЕРЖАНИЕ

	СТР.
1 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ	4
1.1 Выбор строительной площадки и схемы сооружения	4
1.2 Объем курсовой работы	4
1.3 Состав расчетно-пояснительной записки	4
1.4 Состав графической части курсовой работы	5
2 АНАЛИЗ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА	5
2.1 Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки	5
2.2 Построение инженерно-геологического разреза	7
3 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ	9
3.1 Выбор глубины заложения фундаментов	9
3.2 Определение размеров фундаментов в плане	11
3.3 Определение осадки фундамента методом послойного суммирования	14
3.4 Определение крена сооружения	17
3.5 Конструирование железобетонных сплошных фундаментов	18
3.5.1 Расчет тела плиты ленточного железобетонного Фундамента	18
3.5.2 Кольцевая плита фундамента водонапорной башни	18
3.5.3 Сплошная фундаментная плита водонапорной башни	19
3.5.4 Отдельные фундаменты под колонны	20
4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	21
4.1 Основные положения расчета свайных фундаментов	21
4.2 Определение глубины заложения и назначение размеров ростверка	21
4.3 Выбор марки свай. Определение их несущей способности ..	21
4.4 Расчет и конструирование свайного фундамента	23
4.5 Проверка прочности основания куста свай	25
4.6 Расчет основания свайного фундамента по второму предельному состоянию (по деформациям)	26
4.7 Выбор сваебойного оборудования и определение отказа свай	26
4.7 Основы расчета и конструирования ростверков	27
4.7.1 Ленточные ростверки под кирпичные стены	27
4.7.2 Кольцевые ростверки под водонапорную башню	28
4.7.3 Железобетонный ростверк водонапорной башни в виде круглой сплошной плиты	29
4.7.4 Ростверк под колонны	29
5 ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ	30
ПРИЛОЖЕНИЯ	31
ЛИТЕРАТУРА	66

1 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1.1 Выбор строительной площадки и схемы сооружения

Курсовая работа выполняется на основании задания, выдаваемого кафедрой. В задании указываются сроки выполнения работы, район строительства, номер варианта инженерно-геологических условий, схема сооружения и номер варианта размеров сооружения. Студент выбирает по приложению А физико-механические характеристики грунтов в соответствии с заданным вариантом, а по приложению Б – схему сооружения и его размеры в соответствии с заданным вариантом.

Работа, выполненная в несоответствии с заданием, к защите не допускается.

1.2 Объем курсовой работы

Курсовая работа должна содержать подробную расчетно-пояснительную записку объемом 35-45 страниц, выполненную на листах формата А4 (размеры 210x297 мм) и необходимые чертежи, выполненные на листе формата А1 (размеры 294x841 мм) или листе формата А2 (размеры 420x594 мм).

1.3 Состав расчетно-пояснительной записки

Оформление расчетно-пояснительной записки необходимо выполнять в соответствии с СТ БГТУ [1]. Содержание записки делится на разделы, а разделы на параграфы. Все страницы записки должны иметь сквозную нумерацию.

Записка иллюстрируется необходимыми чертежами, графиками и схемами, выполненными в удобном масштабе со всеми размерами, абсолютными и относительными отметками. Рисунки и схемы даются на миллиметровой бумаге и нумеруются в пределах разделов, а в тексте на них делаются ссылки.

На обложке расчетно-пояснительной записки указывают университет, факультет, наименование работы, курс, номер группы, фамилию и инициалы студента.

Расчетно-пояснительная записка должна иметь следующее содержание: задание на курсовое проектирование; реферат; содержание; оценку инженерно-геологических условий строительной площадки; конструктивные особенности здания или сооружения и величины нагрузок, передаваемых на фундамент; расчет фундаментов по двум выбранным вариантам в целом под сооружение (водонапорная башня) или в заданном сечении (для станций обезжелезивания и очистки воды); конструирование фундаментов; технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов; технология производства работ по устройству выбранного варианта фундаментов; список использованной литературы.

1.4 Состав графической части курсовой работы

Графическая часть курсовой работы выполняется на листе формата А1 или А2. На чертежах необходимо показать: план строительной площадки в горизонталях с расположением скважин (масштаб 1:500, 1:1000); инженерно-геологический разрез с нанесением контуров вариантов фундаментов (масштаб: по вертикали 1:100, 1:200; по горизонтали 1:200... 1:500); планы фундаментов (масштаб 1:100, 1:200); сечения всех рассчитываемых фундаментов (масштаб 1:10... 1:50); рабочие чертежи конструкций фундаментов (масштаб 1:10... 1:50); узлы; детали (по заданию руководителя); спецификация сборных железобетонных элементов; примечания.

2 АНАЛИЗ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

2.1 Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки

При проектировании оснований под фундаменты зданий или сооружений по данным инженерно-геологических исследований необходимо оценить свойства грунтов строительной площадки с целью выбора несущего слоя грунта.

Для каждого из пластов, которые были вскрыты тремя скважинами, должно быть определено наименование грунта. Если в таблице исходных данных отсутствует влажность на границе текучести и раскатывания, то это означает, что грунт песчаный. Для определения наименования песчаного грунта необходимо знать гранулометрический состав, плотность сложения (коэффициент пористости) и степень влажности.

Для определения наименования пылевато-глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель текучести.

Вид песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу, таблица В.1.

Вид пылевато-глинистого грунта определяют по числу пластичности, таблица В.2.

$$J_p = W_L - W_p, \quad (2.1)$$

где W_L – влажность на границе текучести, %;

W_p – влажность на границе раскатывания, %.

Затем для каждого вида грунта необходимо подсчитать следующие производные характеристики:

- плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot w}, \quad (2.2)$$

где ρ - плотность грунта, т/м³;

w - природная влажность, %.

- коэффициент пористости грунта

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (2.3)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, т/м³.

По плотности укладки частиц, т.е. по величине коэффициента пористости, песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые (таблица В.3). Использовать рыхлые пески в качестве естественного основания не рекомендуется, в особенности, если они насыщены водой.

- степень влажности

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.4)$$

где $\rho_w = 1,0$ т/м³ – плотность воды.

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой (таблица В.4).

Для пылевато-глинистых грунтов определяют показатель текучести

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (2.5)$$

В зависимости от показателя текучести супеси подразделяются на твердые, пластичные, текучие, а суглинки и глины – на твердые, полутвердые, тугопластичные, мягкопластичные, текучепластичные и текучие (таблица В.5).

Пылевато-глинистые грунты текучей консистенции в качестве естественных оснований, как правило, не используются.

После определения классификационных характеристик песчаных и пылевато-глинистых грунтов дается заключение по каждому слою геологического разреза. Например, I слой – песок мелкий, средней плотности, маловлажный; II слой – суглинок тугопластичный.

Нормативные значения деформационных и прочностных характеристик песчаных грунтов (соответственно модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление) принимают по таблицам В.6 и В.7.

Для пылевато-глинистых грунтов нормативное значение модуля деформации принимают по таблице В.8, нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления принимают по таблице В.9.

Расчет оснований производится по расчетным характеристикам грунтов, которые получают путем деления нормативных характеристик на коэффициент надежности по грунту γ_q .

В курсовом проекте расчетные значения характеристик для расчета по первой группе предельных состояний принимаются при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

- для удельного сцепления - $\gamma_q(c) = 1,5$;
- для угла внутреннего трения

- песчаных грунтов - $\gamma_q(\varphi)=1,1$;
- для угла внутреннего трения
- пылевато-глинистых грунтов - $\gamma_q(\varphi)=1,15$.

В расчетах оснований по деформациям расчетные значения характеристик принимаются при коэффициенте надежности по грунту $\gamma_q=1$.

Для назначения предварительных размеров подошвы фундаментов определяют расчетное сопротивление на основание R_o . Для песчаных грунтов R_o определяется в зависимости от наименования грунта и его плотности (таблица В.10), для пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов R_o устанавливается по виду грунта, его коэффициенту пористости и консистенции (по интерполяции), таблица В.11.

Данные о физико-механических характеристиках и показателях грунтов, слагающих строительную площадку, приводятся в сводной таблице 2.1 и на их основе определяется полное наименование грунтов и дается оценка возможности и целесообразности их использования в качестве несущего слоя основания.

Таблица 2.1 Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов

№№ слоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	$\rho, \frac{T}{M^3}$	$\rho_s, \frac{T}{M^3}$	$\rho_d, \frac{T}{M^3}$	W, %	W _L , %	W _p , %	J _p , %	J _L	e	S _r	$\frac{C_I}{C_{II}}$	$\frac{\varphi_I}{\varphi_{II}}$	R _o , кПа	E _o , МПа
			$\gamma, \frac{кН}{M^3}$	$\gamma_s, \frac{кН}{M^3}$	$\gamma_d, \frac{кН}{M^3}$								кПа	град		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17

2.2 Построение инженерно-геологического разреза

Инженерно-геологический разрез в курсовой работе строится по данным бурения скважин и представляет собой изображенное на бумаге вертикальное сечения верхней части земной коры с указанием последовательности залегания и мощности грунтов разного литологического состава, уровней подземных вод, мест взятия проб и проведения испытаний.

Скважина 1 и 3 расположены на расстоянии 1 м от крайних осей здания в продольном направлении, скважина 2 расположена в центральной части здания.

Горизонтальный масштаб разреза выбирается таким, чтобы чертёж поместился на формате А4. Вертикальный - должен отличаться от горизонтального не более чем в 10 раз (в учебных целях можно применить вертикальные масштабы 1:100, 1:200).

С левой стороны разрез ограничивается шкалой вертикального масштаба, причем она строится так, чтобы охватить максимальную отметку устья скважины (наиболее высокое место на разрезе) и мини-

мальную отметку забоя. За величину основания шкалы принимается 10 мм, шкала в абсолютных отметках с ценой деления в 1 м градуируется и подписывается целыми числами. Основание вертикальной шкалы опирается на горизонтальные графы, в которых указываются номера выработок, абсолютных отметок поверхности земли (устья) и расстояние между ними.

Отступив от шкалы вертикального масштаба 20-30 мм вправо, вычерчивают створ первой скважины - две вертикальные линии с расстоянием между ними 2 мм. Створ ограничивается сверху абсолютной отметкой устья, снизу - абсолютной отметкой забоя. Зная расстояния между скважинами, вправо от первой скважины откладывают соответствующие расстояния и строят створы всех остальных скважин. Используя данные бурения, проводят границы между слоями грунтов. Литологические границы и границы предварительно выделенных инженерно-геологических элементов наносятся тонкими линиями толщиной 0.3 мм. На пересечении границ с каждой выработкой слева от выработки проставляется глубина от устья выработки, справа - абсолютная отметка слоя.

Положение уровня подземных вод показывается штрих-пунктирной линией толщиной 0.5 мм. На каждой скважине, вскрывшей воду, слева от нее должна быть показана абсолютная отметка установившегося уровня подземных вод.

Между линиями, обозначающими створ скважины, соответствующими условными обозначениями (рисунок В.1) показывают консистенцию глинистых и степень влажности песчаных грунтов.

Места отбора образцов грунта и проб воды из скважин изображаются на соответствующих глубинах справа от выработки.

Возраст и генезис грунтов следует обозначать в соответствии с принятой стратиграфической схемой.

Номера инженерно-геологических элементов заключаются в окружность, а стратиграфические индексы в рамки.

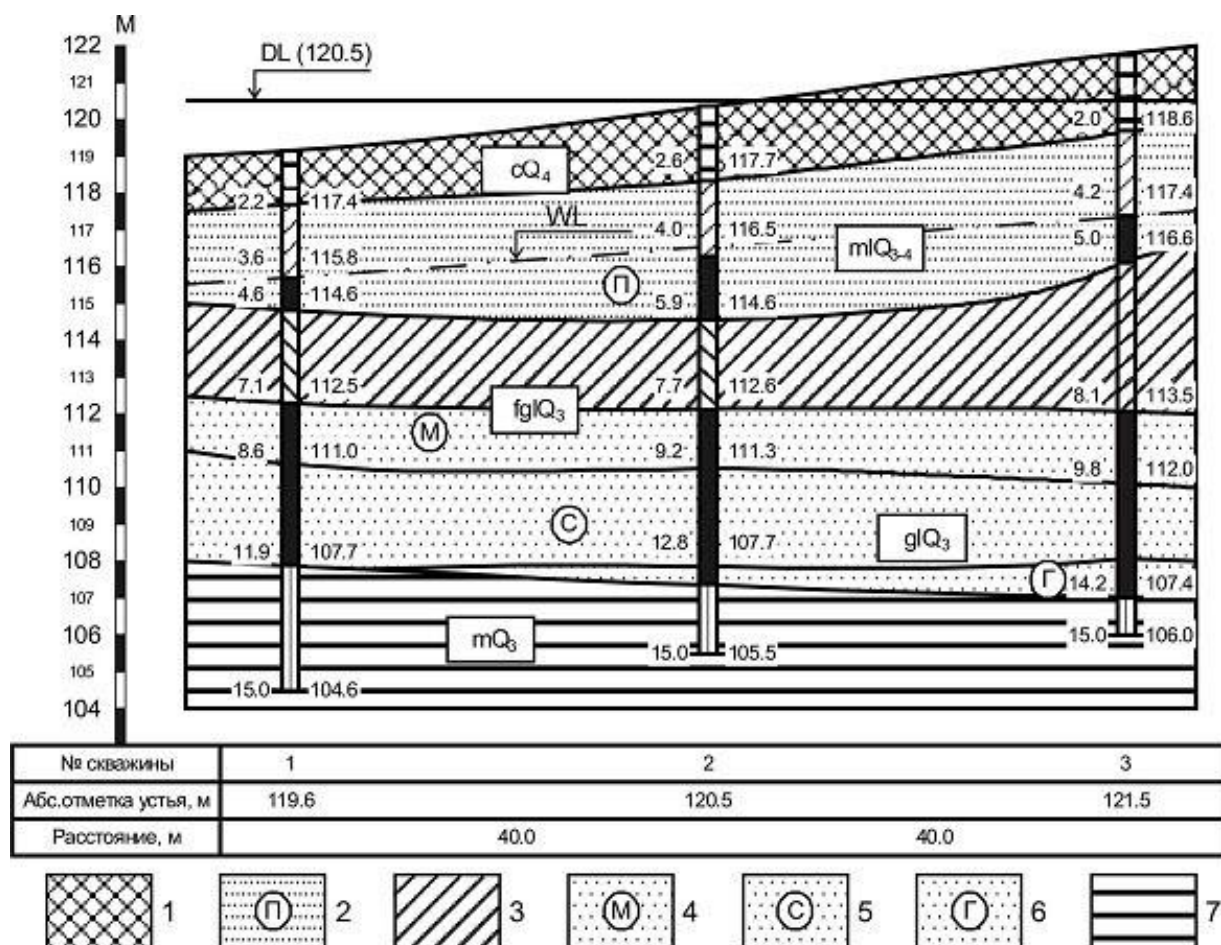
Условные обозначения к разрезу помещаются на листе разреза (внизу или справа) или на отдельном листе.

Из условия равенства объемов выемки и насыпи назначается планировочная отметка площадки – DL.

Пример построения инженерно-геологического разреза приведен на рисунке 2.1.

После определения всех характеристик грунтов и построения инженерно-геологического разреза составляется заключение о возможности использования того или иного слоя грунта в качестве основания для двух вариантов фундаментов. Например, анализ грунтовых условий, приведенных на рис. 2.1. показывает, что I слой - это насыпной песчаный слой, содержащий строительный мусор, в качестве основания фундаментов использовать не рекомендуется. II слой – песок пылеватый

средней плотности, насыщенный водой - может быть использован в качестве основания фундаментов.



1 – насыпной грунт, песок со строительным мусором, маловлажный; 2 – песок пылеватый; 3 – суглинок; 4 – песок мелкий; 5 – песок средней крупности; 6 – песок гравелистый; 7 – глина

Рисунок 2.1 - Инженерно-геологический разрез

3 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

3.1 Выбор глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов определяется с учетом назначения, а также конструктивных особенностей зданий и сооружений (наличия подвалов, подземных коммуникаций, фундаментов под оборудования и т.д.); величины и характера нагрузок, воздействующих на фундаменты; глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений; геологических и гидрогеологических условий площадки строительства; глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов.

Минимальную глубину заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, рекомендуется принимать не менее 0,5 м, считая от по-

верхности наружной планировки или 0,4 м от пола подвала. Фундамент рекомендуется заглублять в несущий слой не менее чем на 20 см.

Фундаменты сооружения или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне. При заложении ленточного фундамента смежных отсеков на разных отметках переход от более заглубленной части к менее заглубленной должен выполняться уступами, которые должны быть не круче 1:2 в связных грунтах и 1:3 в несвязных, а высота уступа – не более 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва. Допустимая разность отметок заложения соседних столбчатых фундаментов (или столбчатого и ленточного) определяется по формуле:

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{P} \right), \quad (3.1)$$

где a – расстояние между фундаментами в свету;

φ_1 и c_1 – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта;

P – среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности).

Глубина заложения фундамента из условия возможности пучения грунтов при промерзании назначается с учетом глубины промерзания грунта в данном районе, наличия грунтовых вод и склонности грунтов основания к пучению.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунтов следует определять по формуле;

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t}, \quad (3.2)$$

где d_o – глубина промерзания при $\sum /T_f/ = 1^\circ \text{C}$, 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;

M_t – безразмерный коэффициент, численно равный $\sum /T_f/$ - сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, $^\circ \text{C}$, принимаемый по [3].

Значение d_{fn} разрешается определять по схематической карте (рисунки Г.1), где даны изолинии нормативных глубин промерзания для суглинков. При наличии в зоне промерзания других видов грунтов значение d_{fn} , найденное по карте, следует умножить на отношение $d_o/0,23$.

Затем определяется расчетная глубина промерзания по формуле:

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \quad (3.3)$$

где k_n - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, определяемый по таблице Г.1.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям исключения морозного пучения грунтов оснований должна назначаться:

- для наружных стен и колонн – по условиям, изложенным в таблице Г.2;

- для внутренних стен и колонн – независимо от расчетной глубины промерзания грунтов;

- для сооружений с холодными подвалами или техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период года) по таблице Г.2, считая от пола подвала или технического подполья.

Глубина заложения фундаментов наружных и внутренних стен неотапливаемых зданий и сооружений должна назначаться для грунтов предусмотренных в таблице Г.2, не менее расчетной глубины промерзания, считая ее от пола подвала или технического подполья, а при отсутствии подвала или технического подполья – от поверхности планировки.

Расчетная глубина промерзания грунта для неотапливаемых зданий и сооружений принимается с коэффициентом $k_n = 1.1$, кроме районов где среднегодовая температура воздуха отрицательная.

В результате общей оценки приведенных выше условий устанавливается максимальная глубина заложения, которая и принимается при проектировании фундаментов здания или сооружения.

3.2 Определение размеров фундаментов в плане

Предварительное определение размеров фундамента в плане производится с учетом расчетного сопротивления грунта основания R_o . Площадь подошвы фундамента любой формы в плане при центральной нагрузке определяется по формуле:

$$A = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_{ср} \cdot d_I}, \quad (3.4)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка (для расчета оснований по деформациям) по обрезу фундамента, кН;

$\gamma_{ср}$ – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах (принимается $\gamma_{ср} = 20,0 \dots 22,0$ кН/м³);

d_I – глубина заложения фундамента, м.

Полученное значение A для внецентренно загруженного фундамента увеличивается на 10-15%.

Ширина ленточного фундамента под стену, когда подсчет нагрузок производится на 1 пог. м длины фундамента равна

$$b = \frac{A}{1}. \quad (3.5)$$

Ширина фундамента, имеющего в плане форму квадрата, равна

$$b = \sqrt{A}. \quad (3.6)$$

При определении размеров подошвы прямоугольного фундамента поступают следующим образом:

а) задаются коэффициентом отношения сторон $\eta = \frac{l}{b}$, в пределах 1...1,5;

б) определяют ширину фундамента по формуле

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}}; \quad (3.7)$$

в) определяют длину фундамента $l = b \cdot \eta$.

Фундамент водонапорной башни проектируют круглым сплошным, если

$$A \geq \frac{1}{4} \pi D_u^2, \quad (3.8)$$

где D_u – диаметр башни по цоколю, м.

Диаметр фундамента определяется по выражению $D_\phi = 1,13\sqrt{A}$.

Если условие (3.8) не выполняется, то проектируют кольцевой фундамента шириной

$$b = \frac{A}{\pi \cdot D_{cp}}, \quad (3.9)$$

где D_{cp} – диаметр башни по осям, м.

Кольцевой фундамента целесообразно устраивать в тех случаях, когда ширина кольца $b \leq \frac{1}{3} D_u$. В противном случае удобнее закладывать сплошную плиту.

Полученные по расчету размеры подошвы фундамента следует округлить так, чтобы они были кратными 100 мм. Ленточные фундамента, как правило, проектируются из сборных ж/б плит.

Затем определяется расчетное сопротивление грунта основания R , кПа по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}], \quad (3.10)$$

где b – ширина подошвы фундамента; для фундамента сплошных, круглых $b = \sqrt{A}$;

γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице Д.1;

k – коэффициент, принимаемый равным $k=1$, если прочностные характеристики грунта (ϕ и c) определены непосредственными испытаниями и $k=1.1$, если они приняты на основе статистических данных;

M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения ϕ_n по таблице Д.2 ;

K_z – коэффициент, принимаемый $K_z = 1$ при $b < 10$ м, $K_z = Z_o/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $Z_o = 8,0$ м);

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ;

γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

C_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего ниже подошвы фундамента, кПа ;

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

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{II} , \quad (3.11)$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса материала пола подвала, кН/м^3 ;

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

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м. Для сооружений с подвалом шириной $b \leq 20$ м и глубиной более 2,0 м $d_b = 2$ м, при ширине подвала более 20,0 м $d_b = 0$. Если $d_1 > d$ (где d – глубина заложения фундамента), то d_1 принимается равным d , а $d_b = 0$.

Удельный вес грунта, при наличии уровня подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_0} , \quad (3.12)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м^3 ;

γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$;

e_0 – коэффициент пористости грунта.

При вычислении R значения характеристик φ_{II} , C_{II} и γ_{II} принимаются для слоя грунта, находящегося под подошвой фундамента до глубины $Z_R = 0,5b$ при $b < 10$ м и $Z_R = t + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (здесь $t = 4,0$ м). При наличии нескольких слоев грунта от подошвы фундамента до глубины Z_R принимаются средневзвешенные значения указанных характеристик. Аналогичным образом поступают и с коэффициентами γ_{C1} , γ_{C2} .

При принятом значении b для центрально нагруженного фундамента далее определяют среднее давление по подошве по формуле

$$P_{cp} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} \cdot d . \quad (3.13)$$

Если оно существенно отличается от R , то необходимо изменить размеры фундамента и повторить определение P_{cp} и R . Размеры фундамента должны удовлетворять условию $P_{cp} \leq R$; ($5 \div 10\%$).

Размеры внецентренно нагруженных фундаментов определяются, исходя из условий:

$$P_{max} \leq 1,2R;$$

$$P_{cp} \leq R;$$

$$P_{min} \geq 0,$$

где P_{max} и P_{min} – максимальное и минимальное крайевые давления под подошвой фундамента.

Необходимо иметь в виду, что недонапряжение под подошвой фундамента в пределах 5÷10% относится к одному из трех, записанных выше условий.

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

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot d}{W} + \gamma_{cp} \cdot d, \quad (3.14)$$

где W – момент сопротивления площади подошвы фундамента, м³.

Момент сопротивления – для прямоугольных фундаментов:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6}; \quad (3.15)$$

- для сплошных круговых плит:

$$W = \frac{\pi \ddot{A}_{\dot{o}}^3}{32}; \quad (3.16)$$

где $D_{\text{ф}}$ – диаметр фундамента, м;

- для кольцевых фундаментов:

$$W = \frac{\pi \cdot (\ddot{A}_{\dot{o}}^4 - \ddot{A}_{\dot{o}}^4)}{32 \ddot{A}_{\dot{o}}}, \quad (3.17)$$

где $D_{\text{н.ф}}$ – наружный диаметр фундамента, м;

$D_{\text{в.ф}}$ – внутренний диаметр фундамента, м.

3.3 Определение осадки фундамента методом послойного суммирования

Расчет осадки фундамента производится из условия

$$S \leq S_u, \quad (3.18)$$

где S – величина конечной осадки отдельного фундамента, определяемая расчетом;

S_u – предельная величина деформации основания фундаментов зданий и сооружений, принимаемая по таблице Д.4.

Для определения осадки фундамента необходимо составить схему, показанную на рис. 3.1, на которой в верхней части посередине рисунка вычерчивается фундамент, слева от фундамента даны инженерно-геологические условия и характеристики грунтов. От оси фундамента влево откладываем ординаты и строим эпюру вертикальных напряжений

от собственного веса грунта. Причем, построение эпюры σ_{zqi} следует начинать от отметки поверхности природного рельефа при планировке подсыпки или срезкой. Ординаты эпюры σ_{zqi} вычисляются в характерных горизонтальных сечениях (на нижней границе каждого слоя, под подошвой фундамента, на уровне грунтовых вод) по формуле:

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (3.19)$$

где γ_i - удельный вес i - го слоя грунта, кН/м^3 ;
 h_i - толщина i - го слоя грунта, м.

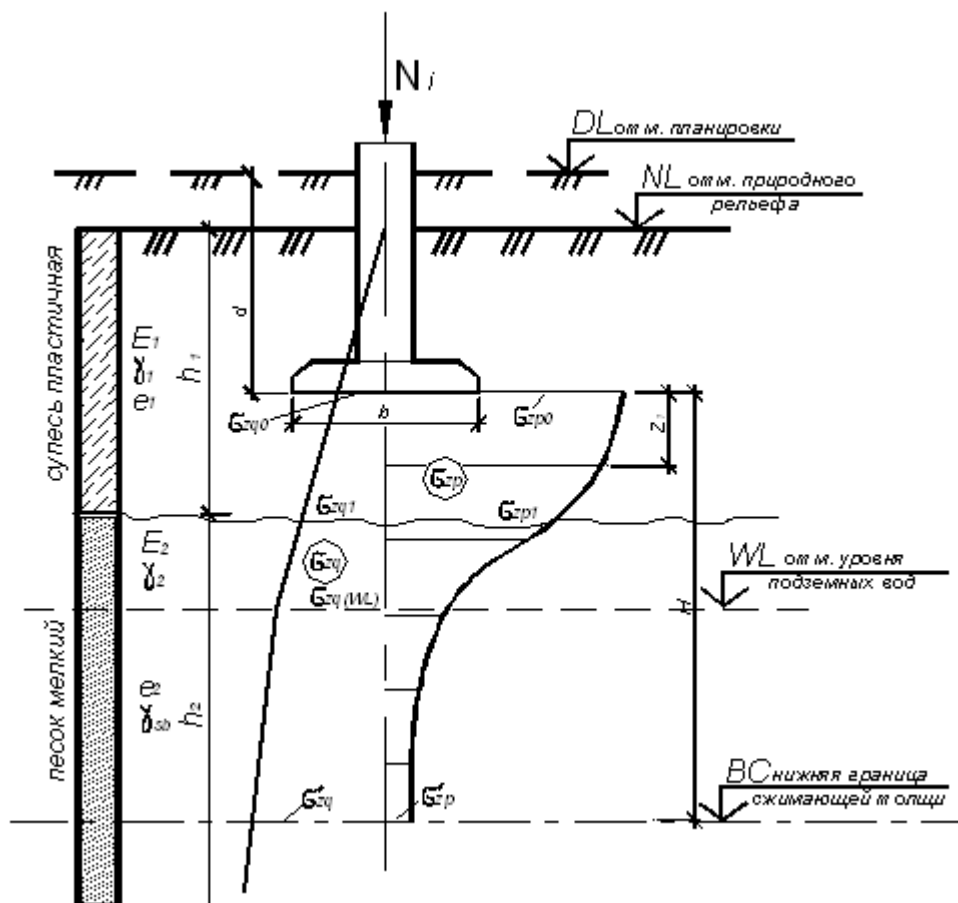


Рисунок 3.1 - Схема к расчету осадок методом послойного суммирования

Для водонасыщенных слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод, необходимо определять удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды по формуле (3.12).

Взвешивающему действию воды не подвергаются водоупорные слои, к которым относятся скальные нетрещиноватые и глинистые грунты (суглинки и глины) с показателем текучести $J_L \leq 0,25$.

Природное давление на кровлю этих слоев определяется по формуле:

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i + \gamma_w \cdot h_w, \quad (3.20)$$

где $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ - удельный вес воды;
 h_w - высота столба воды, м.

Для построения эпюры дополнительных вертикальных напряжений толща грунта ниже подошвы фундамента в пределах глубины, приблизительно равной 3-х÷4-х кратной ширине фундамента, разбивается на ряд слоев, мощностью не более $0,4 \cdot b$ (обычно $0,2 \cdot b$). Если в пределах элементарного слоя попадают два вида грунта, то эти участки рассматриваются отдельно.

Величина дополнительного вертикального напряжения для любого сечения ниже подошвы фундамента вычисляется по формуле

$$\sigma_{zpi} = \alpha(P_{cp} - \sigma_{zq0}), \quad (3.21)$$

где α - коэффициент, учитывающий изменение дополнительного вертикального напряжения по глубине и определяемый по таблице Д.5.

Для ленточных и кольцевых фундаментам принимают

$$\alpha = f\left(\xi = \frac{2z}{b}; \eta = \frac{l}{b}\right). \quad (3.22)$$

Для сплошных круглых фундаментам

$$\alpha = f\left(\frac{z}{r}\right), \quad (3.23)$$

где z – глубина рассматриваемого сечения от подошвы фундамента, м;

b – ширина фундамента, м;

$r = 0,5 D_{\phi}$ – радиус сплошного круглого фундамента, м;

P_{cp} – среднее фактическое давление под подошвой фундамента, кПа;

σ_{zq0} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих слоев, кПа.

Ординаты эпюры дополнительного вертикального напряжения следует откладывать в масштабе вправо от оси фундамента.

Построив эпюры σ_{zq} и σ_{zp} , определяют нижнюю границу сжимаемой (активной) зоны грунта, которая находится на глубине H_c ниже подошвы фундамента, где $\sigma'_{zp} = 0,2 \cdot \sigma'_{zq}$.

Осадка отдельного фундамента на основании, расчетная схема которого принята в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи, определяется по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_{0i}}, \quad (3.24)$$

где β - коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета, равный 0,8;

n – число слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толща основания;

h_i – толщина i – го слоя грунта, см;

σ_{zpi} – среднее дополнительное (к бытовому) напряжение в i – ом слое грунта, равное полусумме дополнительных напряжений на верхней и нижней границах i – го слоя, кПа;
 E_{0i} – модуль деформации i – го слоя, кПа.

Для удобства, вычисления осадки фундамента рекомендуется вести в табличной форме:

№№ слоев	Z, см	ξ	α	h_i , см	σ_{zpi} , кПа	σ_{zqi} , кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zqi}$, кПа	E_{0i} , кПа	S_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

3.4 Определение крена сооружения

Для высоких сооружений (водонапорных башен) опасным является чрезмерный крен (наклон) сооружения. Он вызывается внецентренным приложением внешних нагрузок. Ввиду симметричного приложения вертикальных нагрузок крен водонапорной башни определяется лишь от действия момента, вызванного ветровыми нагрузками.

Для круглых фундаментов крен определяют по формуле,

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E_0 \cdot K_m} \cdot K_e \cdot \frac{\sum M_{II}}{r^3} \leq i_u, \quad (3.25)$$

где E_0 и ν - соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта

- для песков и супесей $\nu=0,30$;

- для суглинков $\nu=0,35$;

- для глин $\nu=0,42$;

r – радиус сплошного фундамента, м;

K_e – коэффициент, принимаемый по таблице Д.3;

K_m – коэффициент учитывающий меньшую деформативность грунта при больших значениях модуля общей деформации грунта E_0 (если $E_0 < 10$ МПа, то $k_m=1$; если $E_0 \geq 10$ МПа: при $b < 10$ м $k_m=1$, при $10 \leq b \leq 15$ м $k_m=1,35$ и при $b > 15$ м, $k_m=1,5$);

i_u - предельный крен фундамента, определяемый по таблице Д.4.

При кольцевых фундаментах крен определяют по формуле

$$i = \frac{1 - \nu_0^2}{E_0 \cdot k_m} \cdot k_e \cdot \frac{\sum M_{II}}{r^3} \cdot \omega_1 \leq i_u, \quad (3.26)$$

где r – наружный радиус кольцевого фундамента, м;

ω_1 – коэффициент применяемый в зависимости от отношения (n) внутреннего радиуса кольцевого фундамента к наружному радиусу, $n=r_{в.ф}/r_{н.ф}$ (при $n \leq 0,6$ $\omega_1=1$, при $n=0,8$ $\omega_1=1,03$, при $n=0,9$ $\omega_1=1.1$).

3.5 Конструирование железобетонных сплошных фундаментов

Расчет по первой группе предельных состояний фундаментов включает расчеты по прочности, несущей способности, выносивости и потери устойчивости. При этом определяются (уточняются) размеры фундамента, количество и расположение арматуры.

Фундаменты выполняются из сборного и монолитного железобетона. Для этого применяют тяжелый бетон класса $C^{12}/_{15}$, $C^{16}/_{20}$, $C^{20}/_{25}$, $C^{25}/_{30}$. Армирование рекомендуется проектировать сварными изделиями (сетки, каркасы) с использованием стали класса S 400 в качестве рабочей арматуры и S 240 – в качестве конструктивной.

3.5.1 Расчет тела плиты ленточного железобетонного фундамента

Основы расчета

К расчету принимается один погонный метр длины фундамента исходя из того, что несущая стена равномерно распределяет и передает нагрузку на фундамент и его жесткость как в продольном, так и в поперечном направлении достаточна. Расчет выполняется только в поперечном направлении фундамента.

Минимальная рабочая высота тела ленточного фундамента определяется из условия отсутствия поперечной арматуры.

Конструирование

Полученная по расчету высота плиты фундамента должна быть округлена до стандартной, равной 300 или 500 мм.

Сечение рабочей арматуры, укладываемой в поперечном направлении определяется по величине изгибающего момента действующего на консольную часть плиты фундамента в сечении по грани стены.

Рабочая и распределительная арматура устанавливается с шагом 100...400 мм (интервал изменения 50 мм). Диаметр распределительной арматуры принимается в пределах 0,25...0,30 диаметра рабочей арматуры. Процент армирования должен находиться в пределах 0,1...0,2%.

3.5.2 Кольцевая плита фундамента водонапорной башни

Основы расчета

Высоту (толщину) фундаментной плиты назначают такой, чтобы в сечении не требовалась установка поперечной арматуры. Расчетные сечения принимают по наружному и внутреннему периметру сооружения.

Высоту сечения фундаментной плиты, с учетом защитного слоя арматуры равного 35-70 мм, в курсовой работе рекомендуется принимать 500 мм.

Принятую толщину плиты проверяют на продавливание со стороны внешней и внутренней консольных частей.

Фундамент армируется сварными сетками, расположенными в верхней и нижней части сечения.

Количество арматуры сеток принимается по величине расчетных моментов и из условия анкеровки арматуры.

Конструирование

Высота плиты в пределах контура сооружения принимается постоянной, а за его пределами, в консольной части, линейно уменьшающейся к наружному краю, где она должна составлять не менее четверти толщины плиты в середине фундамента.

По результатам расчетов, рабочая стержневая арматура требуемая для армирования верхней и нижней зоны плиты, подбирается одинаковой по площади сечения в двух направлениях. Стержни объединяются в сетки, которые укладываются в верхней и нижней зонах плиты с защитным слоем 30-35 мм.

3.5.3 Сплошная фундаментная плита водонапорной башни

Основы расчета

Высота (толщина) фундаментной плиты определяется с учетом отсутствия поперечной арматуры. В курсовой работе высоту фундаментной плиты рекомендуется принимать 500 мм, толщина защитного слоя арматуры 35-70 мм.

Принятую толщину плиты проверяют расчетом на продавливание.

Фундамент армируется сетками, имеющими одинаковую площадь сечения арматуры в двух направлениях, и расположенными в верхней и нижней зонах плиты. К расчету принимают полосу шириной « b », для которой определяют изгибающие моменты M_1 (действующий в нижней части плиты), M_2 (то же – в верхней части) и арматуру для их восприятия A_{s1} и A_{s2} .

Конструирование

Высота плиты в пределах контура сооружения должна быть постоянной, а за его пределами, в консольной части, линейно уменьшающейся к наружному краю, где она должна составлять не менее четверти толщины плиты в середине фундамента.

Полученная по расчету площадь сечения арматуры верхней и нижней сеток плиты, заменяется конкретными диаметрами (в пределах от 10 до 22 мм), устанавливаемыми с шагом от 100 до 400 мм с кратностью 50 мм.

Арматура укладывается с защитным слоем 35...70 мм. Распределение усилий по подошве фундамента позволяет оборвать арматуру в зоне постоянной толщины плиты.

3.5.4 Отдельные фундаменты под колонны

Основы расчета

Площадь рабочей арматуры в нижней ступени фундамента рассчитывают по моменту, действующему в сечении фундамента по грани колонны; в сечениях по граням ступеней фундамента проверяют достаточность принятой по этому расчету арматуры и в случае необходимости вводят изменения. При прямоугольной подошве сечение арматуры находят расчетом в обоих направлениях.

Расчет подколонника выполняют по обычным правилам расчета железобетонных конструкций на внецентренное сжатие коробчатого сечения стаканной части в плоскости заделанного торца колонн и на внецентренное сжатие прямоугольного сечения подколонника. Последний расчет – общий для любых конструкций прямоугольного сечения, первый – специфический для фундаментов.

В фундаментах стаканного типа стенки фундамента допускается не армировать:

а) если глубина стакана больше, чем высота подколонника, и одновременно толщина стенки стакана поверху более 200 мм и более 0,75 высоты подколонника;

б) если глубина стакана меньше, чем высота подколонника, и одновременно толщина стенки поверху более 200 мм и более 0,75 глубины стакана. При несоблюдении этих условий стенки стакана нужно армировать поперечной арматурой в соответствии с расчетом.

Конструирование

Армирование подошвы отдельных фундаментов рекомендуется осуществлять сварными сетками. Расстояние между осями стержней должно приниматься равным 200 (150) мм. Диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль сторон фундамента размером до 3 м, должен быть не менее 10 мм, а при размере фундамента более 3 м — диаметр арматуры не менее 12 мм. Для изготовления сеток рекомендуется арматура класса S400. Подошвы фундаментов армируют узкими сетками, укладываемыми в нижней части плиты с защитным слоем 35...70 мм.

Подколонники фундаментов, если это необходимо по расчету, должны армироваться продольной и поперечной арматурой по принципу армирования колонн. Диаметр продольной арматуры не менее 12 мм. Арматура в виде плоских или пространственных каркасов.

Армирование стенок стакана производят поперечной и продольной арматурой. Поперечное армирование выполняют в виде сварных плоских сеток с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок. Диаметр стержней принимают по расчету, но не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольных стержней подколонника. Рас-

стояние между сетками назначается не более четверти глубины стакана и не более 200 мм.

4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

4.1 Основные положения расчета свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняется по предельным состояниям:

а) первой группы: по прочности материала свай и ростверков; по несущей способности грунта основания свай; по несущей способности оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки или если основания ограничены откосами или сложены крутопадающими слоями грунта;

б) второй группы: по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций фундаментов.

4.2 Определение глубины заложения и назначение размеров ростверка

Как правило, подошву ростверка заглубляют ниже расчетной глубины промерзания грунта, при необходимости расположения ростверка в пределах глубины промерзания, под ростверком устраивается гравийно-щебёночная подушка толщиной ≥ 100 мм при непучинистых грунтах, и ≥ 300 мм при пучинистых грунтах.

Высота ростверка под колонны определяется глубиной заложения и следующими конструктивными требованиями:

- высоту плитной части, ступеней и подколонника следует принимать кратной 150мм;
- размер ступеней и подколонника в плане рекомендуется принимать кратными 100мм;
- толщина дна стакана как в сборных, так и в монолитных ростверках должна быть не менее 300 мм;
- свес ростверка за наружную грань сваи должен составлять ≥ 50 мм.

Высоту ростверков ленточных свайных фундаментов назначают ≥ 300 мм, кратной 100мм.

Класс бетона для сборных ростверков назначается не менее $C^{12}/_{15}$, а для монолитных – не менее $C^8/_{10}$.

4.3 Выбор марки свай. Определение их несущей способности

Сваи по характеру работы разделяются на сваи-стойки и сваи защемленные в грунте. Тип свай выбирают в зависимости от характери-

стик слоя грунта, который находится под острием. Сваи-стойки принимают, когда под острием находятся скальные или малосжимаемые грунты с $E_0 > 50.0$ МПа. Во всех остальных грунтах принимают сваи защемленные в грунте.

При назначении длины свай следует учитывать:

1) при свободном опирании ростверка на сваи, в случае передачи на сваи вертикальной сжимающей нагрузки, заделка сваи в ростверк производится на глубину 50÷100мм. Заделка выпусков арматуры в ростверк в этом случае необязательна, при необходимости выпуски арматуры сваи для связи её с ростверком заделывают в ростверк на высоту 250мм;

2) при жестком сопряжении сваи с ростверком, в случае, когда на сваи передаются растягивающие вертикальные и горизонтальные нагрузки, или в фундаменте имеются наклонные и составные вертикальные сваи, ствол сваи заделывается в ростверк на глубину не менее 100мм, а выпуски арматуры не менее 400мм, но не менее 30 диаметров стержневой рабочей арматуры сваи.

3) заглубление в малосжимаемый слой:

- в крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песчаных грунтах, а также глинистых грунтах с показателем текучести $J_L \leq 0,1$ – не менее 0,5 м;

- в прочих видах нескальных грунтов – не менее 1,0 м.

Полная длина сваи определяется как сумма

$$l_c = l_p + l_r + l_n, \quad (4.1)$$

где l_p – глубина заделки свай в ростверк, м;

l_r – расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя, м;

l_n – заглубление в несущий слой, м.

По требуемой длине согласно номенклатуре забивных свай (таблица Е.1), выбирают требуемую марку сваи. Рекомендуется применять железобетонные сваи квадратного сечения размером 250х250 мм или 300х300 мм.

Несущую способность забивной сваи по грунту определяют по формулам:

- для свай-стоек
$$F_d = \gamma_c RA; \quad (4.2)$$

- для свай заземляемых в грунте

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cr} RA + U \sum \gamma_{cf} R_{fi} h_i \right), \quad (4.3)$$

где $\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы сваи в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по таблице Е.2, кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

U – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

R_{fi} – расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, определяемое по таблице Е.3, кПа;

h_i – толщина i -го однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи ($h_i \leq 2$ м), м;

γ_{cR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и по боковой поверхности сваи (для свай, погружаемых забивкой $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1,0$).

Расчетная нагрузка на сваю по несущей способности грунта основания сваи определяется по формуле

$$N_{ep} = F_d / \gamma_k, \quad (4.4)$$

где γ_k – коэффициент надежности, $\gamma_k = 1,4$.

Расчетную нагрузку на сваю по материалу определяют по формуле:

$$N_m = \gamma_c \cdot \varphi \cdot (f_{cd} \cdot A_b + f_{yd} \cdot A_s), \quad (4.5)$$

где γ_c – коэффициент условий работы ($\gamma_c = 1,0$ для свай с размером поперечного сечения более 200 мм; $\gamma_c = 0,9$ – при размере сечения сваи ≤ 200 мм);

$\varphi = 1,0$ – коэффициент продольного изгиба;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию, кПа (таблица Е.4);

f_{yd} – расчетное сопротивление сжатию арматуры, кПа (таблица Е.5);

A_b – площадь поперечного сечения (бетона) сваи, м²;

A_s – площадь поперечного сечения сжатой арматуры, м² (таблица Е.6).

Определив расчетные (допускаемые) нагрузки на сваю по грунту и материалу для дальнейших расчетов принимаем меньшую из двух – N_p .

4.4 Расчет и конструирование свайного фундамента

Предварительно количество свай в фундаменте определяют по формуле:

$$n = \eta \frac{N_I}{N_p}, \quad (4.6)$$

где N_I – расчетная нагрузка на фундамент, кН;

η – коэффициент, учитывающий действие момента, при $\sum M_I = 0$

$\eta = 1,0$; при $\sum M_0 > 0$ $\eta = 1,2$.

Количество свай для отдельно стоящих фундаментов округляют до целого числа. Для свайного фундамента под стену количество свай может быть дробным, т.к. это количество рассчитывается на погонный метр длины стены.

Производится размещение свай в плане и конструирование ростверка:

- для ленточного фундамента под стены сооружений определяют расчетное расстояние между осями свай $a_p = \frac{1}{n}$ по длине стены, которое

должно удовлетворять следующему условию $a_p \geq 3d$ (d – сторона сечения сваи); в зависимости от величины a_p определяют число рядов свай по ширине ростверка в плане. При многорядном размещении расстояние между осями рядов свай принимают равным $3d$, а расстояние от осей крайних свай до края ростверка принимают равным $(0,5d+C_0)$, где C_0 – свес ростверка за сваю ($50 \div 100$ мм);

- сваи под башню размещают по окружностям или в шахматном порядке, чтобы получить наиболее компактный ростверк; расстояние между окружностями назначают $3d$; расстояние между сваями в ряду принимают из условия $3d \leq a_p \leq 6d$, а расстояние от осей крайних свай до края ростверка – равным $0,5d+C_0$;

- в кустах свай под колонны сваи размещаются по рядам или в шахматном порядке, расстояние между осями свай при этом принимают равным $3d$. Количество свай в кусте рекомендуется назначать не менее 1 и не более 6, в противном случае следует изменить длину сваи или размеры поперечного сечения. Расстояние от осей крайних свай до края ростверка принимают равным $0,5d+C_0$.

После размещения свай в плане и конструирования ростверка находят:

- фактический вес ростверка - G_{lp} , кН;
- вес грунта на уступах ростверка – G_{lcp} , кН;
- вес свай в фундаменте – G_{lcb} , кН.

Определяют максимальную и минимальную фактическую нагрузку на сваю по формуле,

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_I + G_{lp} + G_{lcp} + G_{lcb}}{n} \pm \frac{(M_I + Q_I d_p) y}{\sum y_i^2}, \quad (4.7)$$

где N_I, M_I, Q_I – расчетные нагрузки, передаваемые на фундамент;

n – количество свай в фундаменте;

y – расстояние от главной центральной оси подошвы ростверка до оси наиболее удаленной сваи;

y_i – расстояние от главной центральной оси подошвы ростверка до оси каждой сваи, м.

Для кольцевых ростверков момент инерции $\sum y_i^2$ свайного фундамента определяют через полярный момент инерции

$$\sum y_i^2 = 0,5 \sum_{i=1}^n r_i^2, \quad (6.8)$$

где $\sum_{i=1}^n r_i^2$ – сумма квадратов радиусов от центра свайного фундамента до осей каждой из свай, м.

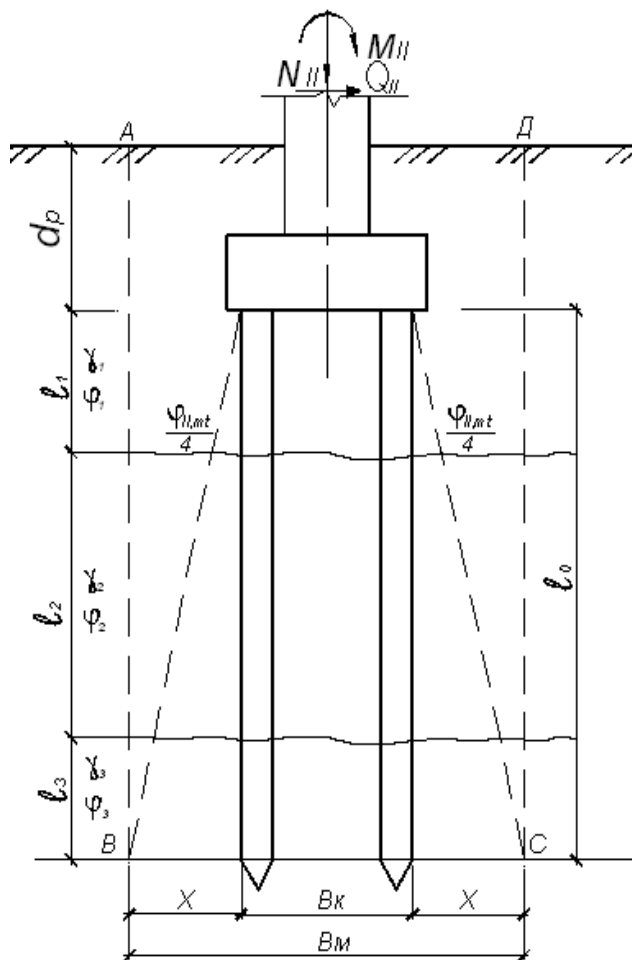
Выполняют проверки $N_{\max} \leq N_p$ с точностью до 10% и $N_{\min} \geq 0$.

Если окажется, что максимальная фактическая нагрузка на сваю больше ее расчетной нагрузки, то необходимо увеличить количество свай, в противном случае – уменьшить.

4.5 Проверка прочности основания куста свай

Для оценки общей устойчивости свайного фундамента и определения его стабилизированной осадки необходимо определить вертикальные напряжения в грунте в плоскости, проходящей через острия свай. При этом свайный фундамент рассматривается как условный массивный фундамент, в состав которого входят ростверк, сваи, грунт межсвайного пространства и некоторый объем грунта, примыкающего к наружным сторонам свайного фундамента.

Контуры условного массива ABCD определяются (рисунок 4.1).



- сверху - поверхностью планировки грунта;
- снизу – плоскостью в уровне нижних концов свай BC в границах, определяемых пересечением с этой плоскостью наклонных плоскостей, проведенных под углом $\frac{\varphi_{II,mt}}{4}$ от наружного контура свайного куста в уровне подошвы ростверка;
- с боков – вертикальными плоскостями, проведенными через границы нижней поверхности, а при наличии наклонных свай – проходящими через нижние концы этих свай.

Расстояние x не должно превышать величины $x = 2d$, если над острием сваи залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $J_L > 0,6$.

Рисунок 4.1 - Схема для определения границ условного фундамента

При слоистом напластовании в пределах длины сваи l_0 расчетное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi_{II,cp}$ принимается средневзвешенным

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}, \quad (4.9)$$

где $\varphi_{II,i}$ – расчетные значения углов внутреннего трения i - тых слоев грунта;

l_i – длина i - го слоя грунта в пределах соответствующих участков сваи, м.

В собственный вес условного фундамента при определении его осадки включается вес свай и ростверка, а также вес грунта в объеме условного фундамента.

При нахождении части условного массива ниже уровня грунтовых вод вес его определяется с учетом взвешивающего действия воды.

Давление по подошве условного фундамента от расчетных нагрузок не должно превышать расчетного давления на грунт,

$$P = \frac{N_{II} + G_{II,p} + G_{II,\bar{a}\delta} + G_{II,\bar{n}\hat{a}}}{A_i} \leq R, \quad (4.10)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка на фундамента, кН;

$G_{II,p}$, $G_{II,sp}$, $G_{II,св}$ – соответственно вес ростверка, грунта, свай, кН;

$A_M = B_M \cdot L_M$ – площадь подошвы условного фундамента, м²;

$B_M = B_k + 2l_o \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II,m}}{4}$ – ширина условного фундамента, м;

$L_M = L_k + 2l_o \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II,m}}{4}$ – длина условного фундамента, м; – для ленточного

фундамента $L_M = 1$ м; – для ленточного кольцевого фундамента

$L_M = \pi \cdot D_{cp}$;

R – расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента, определяемое по формуле (3.10), кПа.

При несоблюдении условия (4.10) конструкция свайного фундамента должна быть изменена и подобрана так, чтобы это условие выполнялось.

4.6 Расчет основания свайного фундамента по второму предельному состоянию (по деформациям)

Расчет осадки свайного фундамента из свай заземленных в грунте производится так же, как и фундамента мелкого заложения, по методу послойного суммирования или эквивалентного слоя и сводится к удовлетворению условия $S \leq S_u$.

4.7 Выбор сваебойного оборудования и определение отказа сваи

Исходя из принятой в проекте несущей способности сваи, определяется минимальная энергия удара молота:

$$\mathcal{E} = 1,75 \cdot \alpha \cdot F_d, \quad (4.11)$$

где \mathcal{E} – энергия удара, Дж;

F_d – несущая способность сваи по грунту, кН;

α – коэффициент, равный 25 Дж/кН.

Затем используя таблицы Е.7 и Е.8 вычисляют расчетную энергию удара молота \mathcal{E}_p и принимают технические характеристики дизель молота исходя из условия $\mathcal{E}_p \geq \mathcal{E}$.

Далее вычисляют проектный отказ сваи по формуле,

$$S_p = \frac{\eta \cdot F \cdot \mathcal{E}_p}{F_d (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{G_1 + \varepsilon^2 \cdot G_2}{G_1 + G_2}, \quad (4.12)$$

где S_p – проектный отказ сваи, м;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

$\eta = 1500$ кН/м² – для железобетонных свай;

$\varepsilon = \sqrt{0,2}$ - коэффициент восстановления удара для молотов ударного действия;

G_1 – полный вес молота, кН;

G_2 – вес сваи, кН.

При величине проектного отказа ≤ 2 мм, принимают более мощный дизель-молот, с большей энергией удара и уточняют проектный отказ с обеспечением его величины > 2 мм.

4.7 Основы расчета и конструирования ростверков

4.7.1 Ленточные ростверки под кирпичные стены

Основы расчета

Расчет ростверка выполняют на нагрузки, возникающие в период строительства и в процессе эксплуатации.

В продольном направлении ростверк работает как многопролетная неразрезная балка с опорами на сваях.

В поперечном направлении ростверк не рассчитывается, если сваи расположены в один ряд. При их расположении в два ряда, ростверк в поперечном направлении рассчитывается как балка на двух опорах.

Ростверк армируется плоскими каркасами.

Для подбора нижней рабочей арматуры используется значение пролетного момента ($M_{пр}$), для подбора верхней рабочей арматуры значение опорного момента ($M_{оп}$).

Полученная площадь сечения арматуры заменяется конкретными диаметрами (см. таблицу Е.6), которые устанавливаются с шагом, кратным 50 мм. Диаметры арматуры рекомендуется принимать не менее 8 мм и не более 20 мм, шаг продольных рабочих стержней 100...200 мм.

Если сваи под ростверком располагаются в один ряд, то в поперечном направлении арматура принимается конструктивно, в пределах 0,3...0,4 основного диаметра продольной арматуры и ставится с шагом 200...500 мм.

Если же сваи расположены под ростверком в два и более рядов, то арматура в поперечном направлении рассчитывается на восприятие момента.

Поперечная арматура ставится конструктивно. Диаметр поперечной арматуры принимается в пределах $(0,25...0,3)d$, где d – наибольший диаметр верхней или нижней рабочей арматуры, подобранной в продольном направлении ростверка. Шаг поперечной арматуры принимается постоянным и равным $0,75$ высоты ростверка, но не более 500 мм.

Конструирование

Армирование ростверков осуществляется плоскими каркасами, которые устанавливаются в продольном направлении ростверка. Длина каркасов принимается в пределах 6...9 м, исходя из длины поставляемой стержневой арматуры и технологичности изделия. Каркасы соединяются в одно изделие с помощью накладок на сварке.

Все каркасы соединяются в поперечном направлении ростверка арматурой, рассчитанной или подобранной в поперечном направлении.

4.7.2 Кольцевые ростверки под водонапорную башню

Основы расчета

При однорядном расположении свай производится расчет ростверка на действие изгибающего момента и поперечной силы. Данный расчет выполняется аналогично расчету ростверка под кирпичную стену. При расположении свай в два и более ряда производится расчет на действие поперечной силы, на изгиб, на продавливание плитной части ростверка стеной и крайней сваей.

Конструирование

Кольцевой ростверк с однорядным расположением свай

Ростверк армируется плоскими каркасами. Длина каркасов принимается в размере 5-6 м. Верхняя и нижняя продольная арматура принимается из расчета. Поперечная арматура принимается величиной $0,3-0,4$ наибольшего диаметра продольной арматуры. Классы арматуры следует принимать S240 и S400. Шаг поперечной арматуры в каркасе имеет постоянную величину, равную $0,75 h$, но не более 500 мм. Отдельные каркасы объединяются друг с другом с помощью сварки в один замкнутый каркас. Такие каркасы соединяются в поперечном направлении отдельными стержнями диаметром 8-10 мм с шагом 250-400 мм.

Кольцевой ростверк с двухрядным расположением свай

Ростверк армируется плоскими каркасами, которые устанавливаются в поперечном сечении ростверка с шагом не более 500 мм. Верхняя и нижняя арматура определяется расчетом ростверка в поперечном направлении. Поперечная принимается конструктивно по тем же условиям, что и при расположении свай в один ряд. Все каркасы объединяются продольной кольцевой арматурой в одно арматурное изделие.

4.7.3 Железобетонный ростверк водонапорной башни в виде круглой сплошной плиты

Основы расчета

Выполняется расчет ростверка на изгиб, на действие поперечной силы, на продавливание стеной, на продавливание угловой сваей.

Конструирование

Ростверк армируется плоскими каркасами, сетками и отдельными стержнями. Плоские каркасы устанавливаются в поперечном направлении с шагом не более 500 мм и не менее 100 мм. Длина каркасов принимается равной 0,25 диаметра ростверка. Данные каркасы в пределах их длины объединяются кольцевой арматурой на сварке. Средняя часть ростверка армируется плоскими сетками, которые устанавливаются в верхней и нижней зонах ростверка. Сетки должны иметь одинаковый диаметр и шаг арматуры в двух направлениях. Сетки могут быть в плане круглого или квадратного очертания. Сетки укладываются нахлестом на каркас. Длина перепуска должна быть не менее $20d$.

4.7.4 Ростверк под колонны

Основы расчета

Монолитные железобетонные ростверки отдельных свайных фундаментов под колонны рассчитываются:

- на продавливание плиты колонной;
- на продавливание плиты угловой сваей;
- на изгиб плитной части;
- на местное сжатие;
- на внецентренное сжатие подколонника.

Конструирование

Плиту ростверков рекомендуется армировать сварными сетками, с ячейками 200x200 (150x150) мм. Диаметр рабочих стержней при размере сторон ростверка, вдоль которого укладываются стержни, до 3,0 м должен быть не менее 10 мм, при размере ростверка более 3м - диаметр арматуры должен быть не менее 12 мм. Класс стержневой арматуры S 400.

Подколонник ростверка, если это необходимо по расчету, должен армироваться продольной и поперечной арматурой по принципу армирования колонн. Диаметр продольной арматуры назначают не менее 12 мм. Армирование подколонника осуществляется в виде плоских или пространственных каркасов.

Армирование стенок стакана ростверка производят поперечной и продольной арматурой. Поперечное армирование выполняют в виде сварных плоских сеток с расположением стержней у наружных и внут-

ренных поверхностей стенок. Диаметр стержней принимают по расчету, но не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольных стержней подколонника. Расстояние между сетками назначается не более четверти глубины стакана и не более 200 мм.

5 ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ

Технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов рассчитанных в курсовой работе, производится:

- для ленточных фундаментов под стену, на 1 погонный метр, или весь участок длины стены;
- для отдельных фундаментов под колонны – на один фундамент;
- для фундаментов под водонапорную башню – на весь фундамент под башню.

Расчет стоимости вариантов определяется с использованием укрупненных единичных расценок на земляные работы, устройство фундаментов и искусственных оснований (таблица Ж.1).

Рекомендуется расчеты стоимости вариантов производить в табличной форме, согласно таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Расчеты стоимости вариантов фундаментов

№ и наименование варианта фундамента	Перечень работ		Ед. измер.	Стоимость ед. измер.	Объём работ	Стоимость работ	Примечание
	№ п/п	Наименование работ					

На основании технико-экономического сравнения выбирается более экономичный вариант фундамента, для которого с использованием таблиц И.1 ÷ И.3 вычерчивается план фундаментов и описывается технология производства работ по их устройству.

ПРИЛОЖЕНИЯ

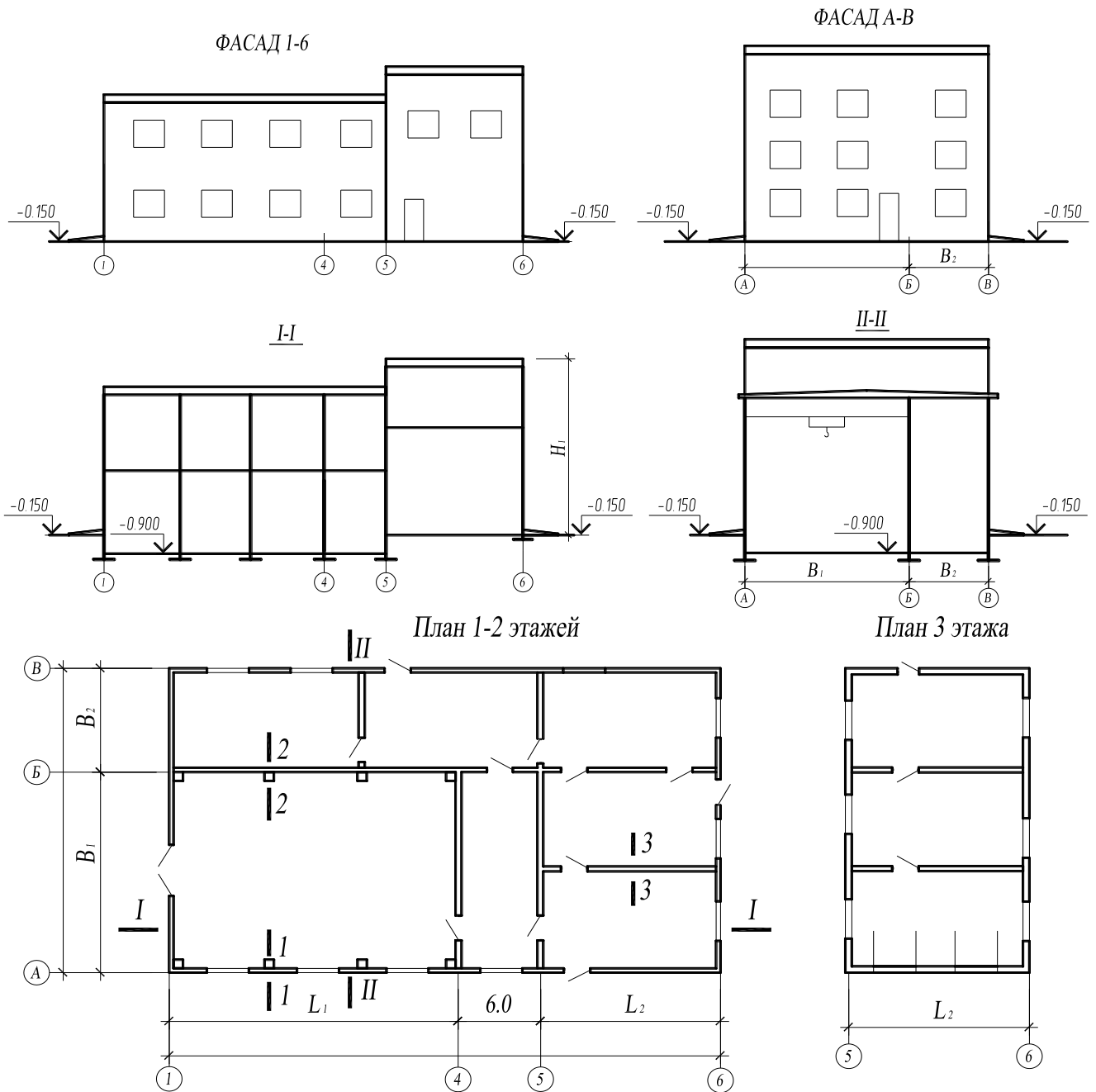
Физико-механические характеристики грунтов

№ варианта	№ слоя	Мощность слоя по скважинам, м			Размеры частиц, мм					Плотность частиц, т/м ³ , ρ _s	Плотность грунта, т/м ³ , ρ	Влажность, %	Пределы пластичности, %		Расположение уровня подземных вод от поверхности, м
					Гранулометрический состав, %								Раскатывания W _p	Текуче-сти W _L	
		Скв.1	Скв.2	Скв.3	>2	2-0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	<0,1						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	1	1,8	2,4	2,8	0,0	1,6	34,2	46,5	17,7	2,66	1,80	9,0	-	-	3,6
	2	3,6	3,4	3,0	26,1	31,2	30,1	10,8	1,8	2,66	1,94	17,0	-	-	
	3	-	-	-	0,0	1,0	1,0	3,0	95,0	2,74	1,98	31,0	30,6	53,7	
2	1	4,6	4,4	4,2	0,0	0,3	0,5	17,0	82,2	2,70	1,94	23,2	20,0	30,0	5,5
	2	6,8	7,2	7,6	1,2	25,8	29,0	39,0	5,0	2,66	2,00	24,5	-	-	
	3	-	-	-	4,0	13,0	20,0	24,0	39,0	2,69	2,07	23,3	20,2	26,4	
3	1	5,5	5,0	5,3	0,0	0,1	0,9	20,0	79,0	2,70	1,93	20,3	18,3	30,2	5,8
	2	4,1	3,9	3,5	0,0	6,0	6,0	18,0	70,0	2,68	2,04	19,6	16,0	22,0	
	3	-	-	-	2,0	15,0	28,0	35,0	20,0	2,66	2,00	23,0	-	-	
4	1	2,2	2,8	2,6	0,0	2,8	9,5	76,0	11,7	2,66	1,93	20,8	-	-	1,8
	2	6,1	5,9	6,0	0,0	0,4	0,2	0,5	98,9	2,74	2,00	27,1	23,8	41,6	
	3	-	-	-	0,0	0,1	2,1	6,8	91,0	2,68	2,07	16,1	15,1	20,2	
5	1	2,8	2,7	2,6	5,0	33,0	27,0	20,0	15,0	2,66	1,98	20,2	-	-	2,5
	2	7,3	7,9	8,6	0,0	13,0	10,0	17,0	60,0	2,69	2,06	21,0	14,0	24,0	
	3	-	-	-	0,5	1,0	1,5	3,0	94,0	2,75	2,00	22,4	20,1	40,2	

Продолжение приложения А

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
6	1	1,7	2,0	1,4	0,0	1,0	10,0	12,0	77,0	2,68	1,86	14,6	11,0	17,2	3,8
	2	6,3	5,9	5,8	2,0	18,0	32,0	40,0	8,0	2,66	1,94	19,0	-	-	
	3	-	-	-	0,0	1,0	1,0	3,0	95,0	2,75	2,00	26,6	24,0	44,3	
7	1	4,4	4,9	5,2	0,0	1,0	2,0	11,0	86,0	2,71	1,98	22,0	19,5	28,0	3,5
	2	8,6	7,2	6,7	12,0	12,0	25,0	31,0	20,0	2,66	1,89	24,0	-	-	
	3	-	-	-	20,0	35,0	25,0	10,0	10,0	2,66	2,08	19,0	-	-	
8	1	2,9	3,2	3,6	5,0	22,0	20,0	23,0	30,0	2,68	1,84	16,0	15,0	18,0	2,2
	2	2,4	2,0	1,8	-	0,7	1,6	2,1	95,6	2,70	1,94	18,0	16,0	24,0	
	3	-	-	-	2,0	40,0	28,0	15,0	15,0	2,66	1,94	17,6	-	-	
9	1	4,3	4,0	3,6	21,0	31,0	25,0	20,0	3,0	2,66	1,79	14,1	-	-	3,0
	2	3,3	3,6	3,9	5,4	8,2	9,3	11,6	65,5	2,70	1,83	14,0	18,0	29,0	
	3	-	-	-	2,0	4,2	10,3	24,0	59,5	2,68	1,90	23,0	25,0	43,0	
10	1	3,2	3,0	2,8	0,9	0,5	2,9	10,2	85,5	2,68	1,78	8,0	14,0	16,0	3,6
	2	5,2	5,6	6,0	-	7,0	13,0	50,0	30,0	2,66	1,81	16,4	-	-	-
	3	-	-	-	5,4	7,0	7,6	8,3	71,7	2,74	2,08	13,0	14,0	25,0	-

СТАНЦИЯ ОЧИСТКИ ВОДЫ



Здание кирпичное отапливаемое. С продольными и поперечными несущими стенами. Перекрытия и покрытие из сборных железобетонных плит, в осях А-В по рядам 1-4 по ж/б стропильным балкам, опирающимся на ж/б колонны.

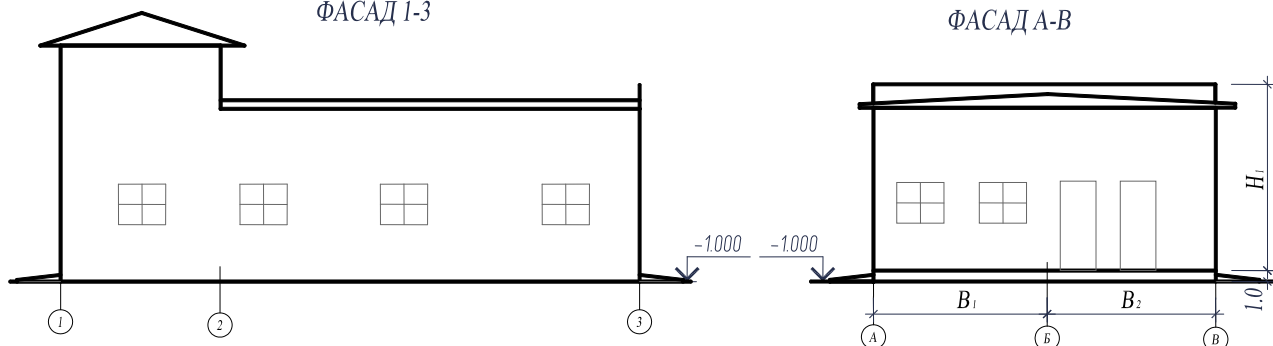
Варианты размеров здания

Типо-размер	Толщина стен, м			Длина		Ширина		Высота	
	Наружных	Внутренних	Перегородок	L_1 , м	L_2 , м	B_1 , м	B_2 , м	H_1 , м	H_2 , м
В 1	0,51	0,38	0,12	18,0	9,0	12,0	6,0	10,8	8,4
В 2	0,51	0,38	0,12	24,0	7,2	15,0	9,0	9,6	7,2
В 3	0,64	0,51	0,12	18,0	12,0	18,0	6,0	10,2	7,8
В 4	0,64	0,51	0,12	24,0	8,4	12,0	9,0	11,4	9,0
В 5	0,51	0,39	0,12	18,0	10,8	15,0	6,0	8,8	6,6

СТАНЦИЯ ОБЕЗЖЕЛЕЗИВАНИЯ ВОДЫ

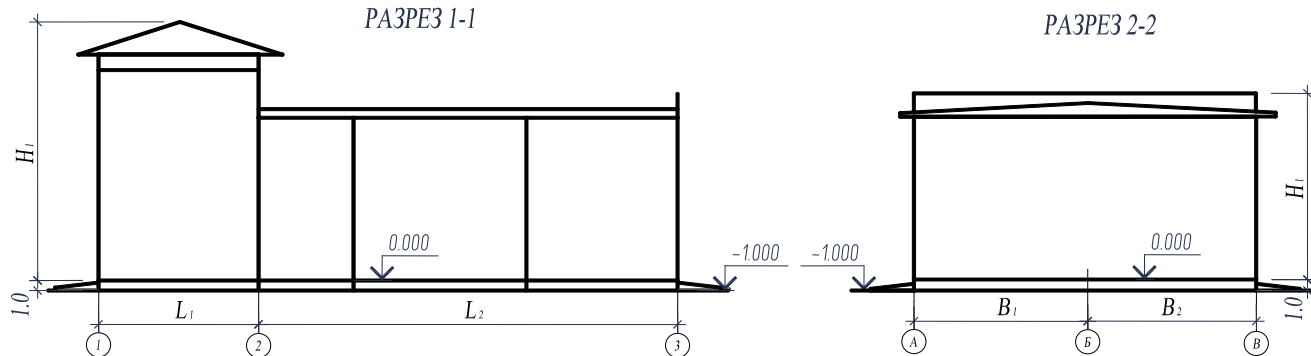
ФАСАД 1-3

ФАСАД А-В

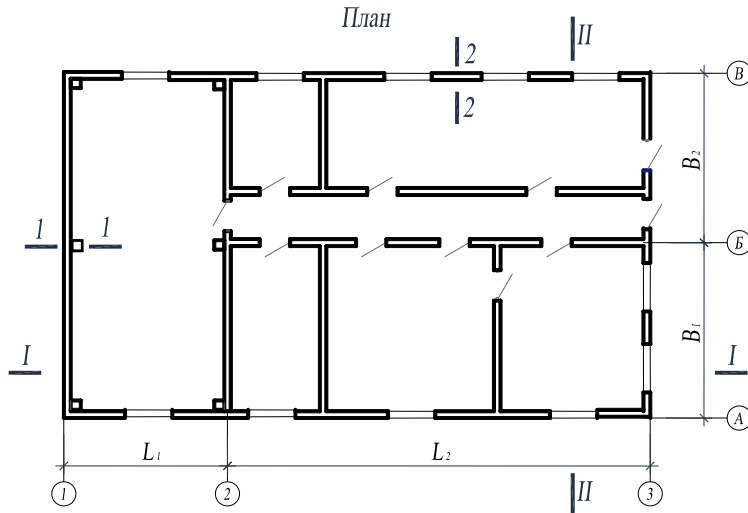


РАЗРЕЗ 1-1

РАЗРЕЗ 2-2



План

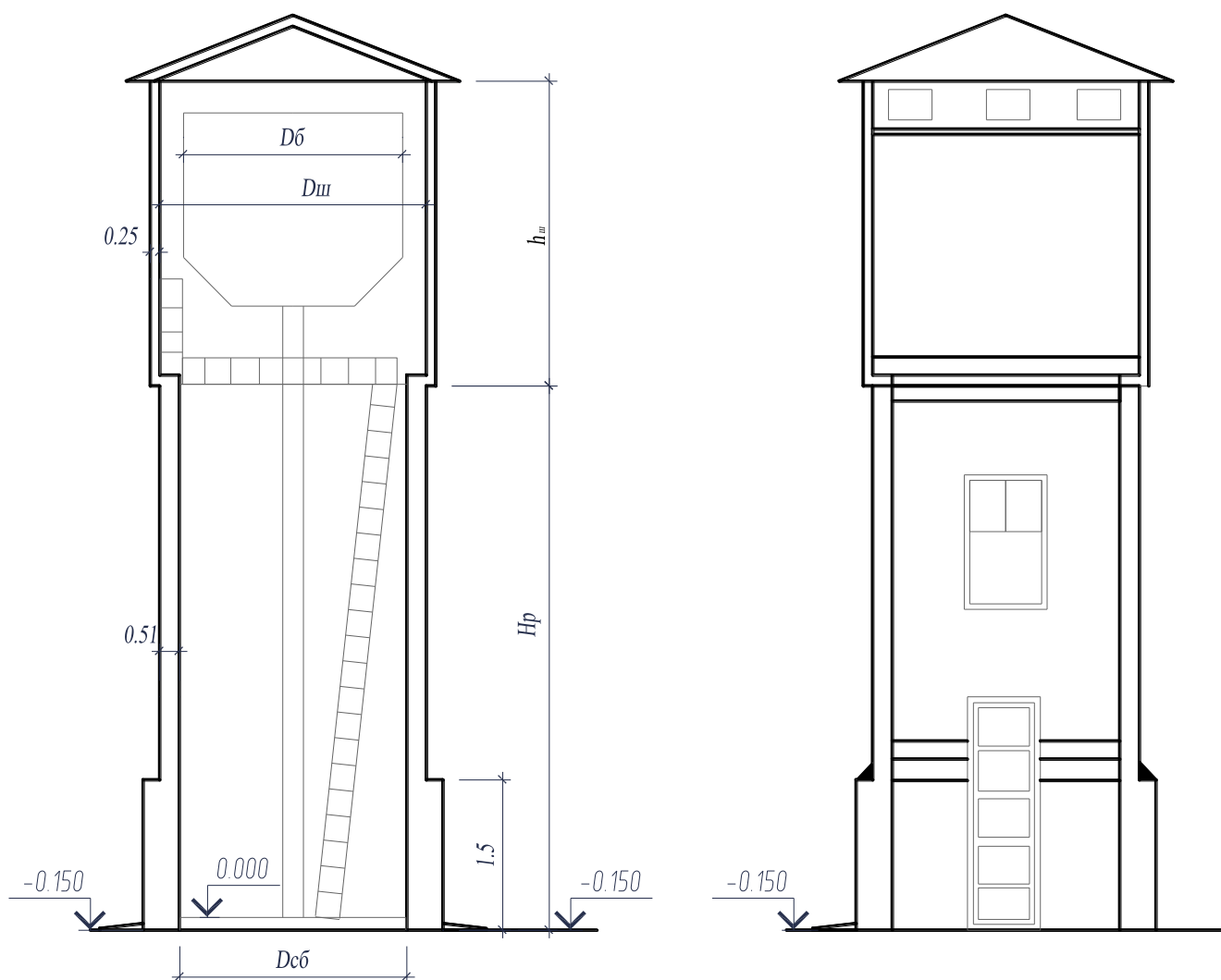


Здание кирпичное отопляемое. С продольными и поперечными несущими стенами. Перекрытие из сборных железобетонных плит, в осях А-В и 1-2 по ж/б стропильным балкам, опирающимся на ж/б колонны.

Варианты размеров здания

Типо-размер	Толщина стен, м			Длина		Ширина		Высота	
	Наружных	Внутренних	Перегородок	L_1 , м	L_2 , м	B_1 , м	B_2 , м	H_1 , м	H_2 , м
В 1	0,51	0,38	0,12	12,0	18,0	6,0	6,0	9,0	6,0
В 2	0,51	0,38	0,12	18,0	18,0	9,0	9,0	12,0	7,2
В 3	0,64	0,51	0,12	12,0	24,0	6,0	12,0	10,8	6,0
В 4	0,64	0,51	0,12	12,0	15,0	12,0	6,0	9,0	6,0
В 5	0,51	0,38	0,12	18,0	15,0	6,0	6,0	10,8	7,2

ВОДОНАПОРНАЯ БАШНЯ ТИПА С

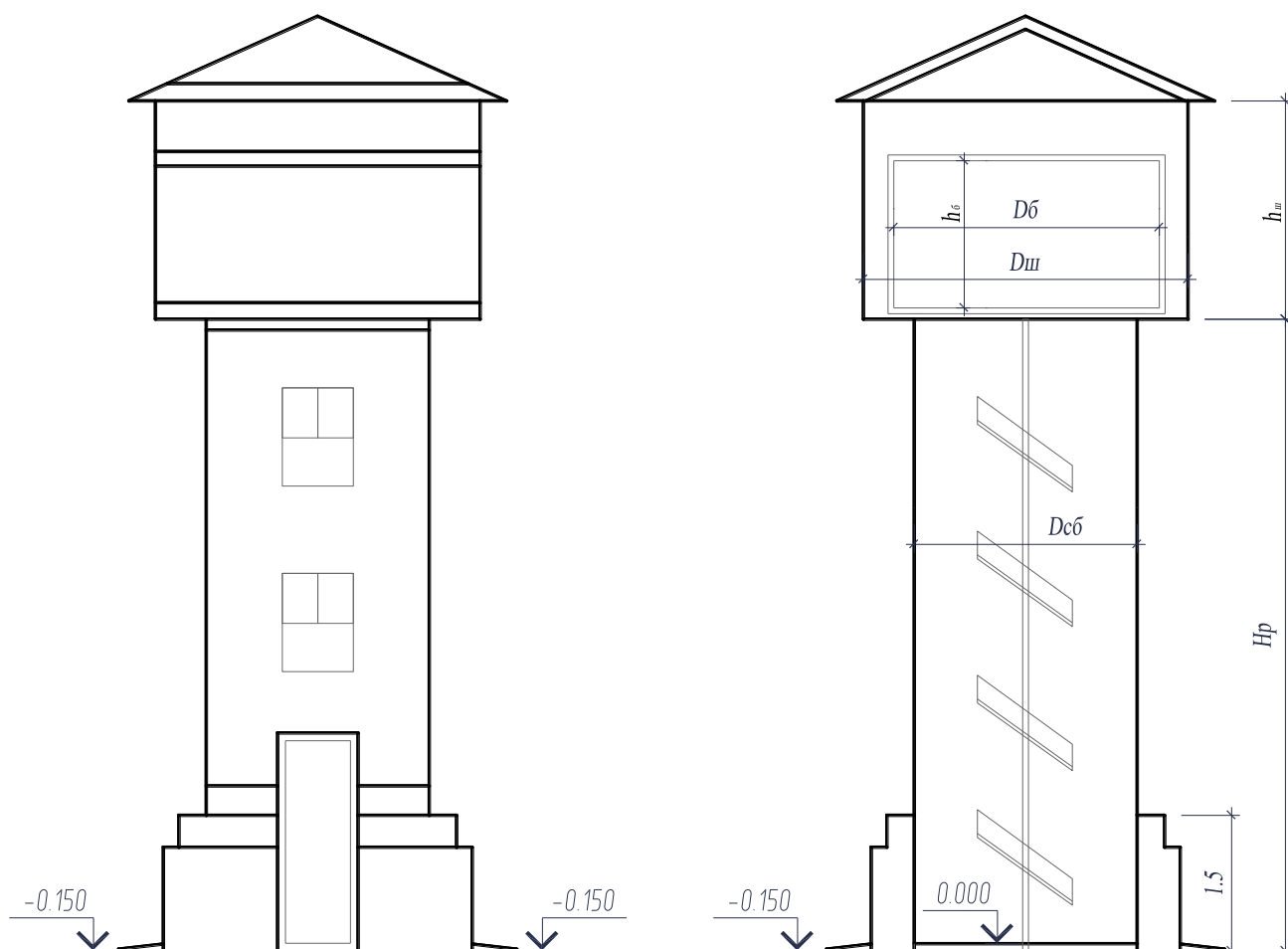


Башня неотапливаемая, без подвала. Ствол и шатер башни кирпичные с толщиной стен соответственно 510 и 250 мм. Цоколь толщиной 640 мм. Бак металлический из листа $\delta=12-16$ мм. Покрытие деревянное, кровля из листовой стали.

Варианты размеров башен типа С

Типоразмер	Емкость бака $V_b, \text{ м}^3$	Рабочая высота $H_p, \text{ м}$	Бак		Шатер		Диаметр ствола башни $D_{сб}, \text{ м}$
			диаметр $D_b, \text{ м}$	высота $h_b, \text{ м}$	диаметр $D_{ш}, \text{ м}$	высота $h_{ш}, \text{ м}$	
С 1	80	12	5,17	4,13	6,61	5,11	5,31
С 2	160	19	6,28	5,46	7,71	6,53	6,41
С 3	200	25	6,86	5,38	6,31	6,55	7,00
С 4	250	19	7,25	6,43	8,66	7,20	7,38
С 5	300	20	7,57	6,86	9,00	7,90	7,70

ВОДОНАПОРНАЯ БАШНЯ ТИПА М



Башня неотапливаемая, без подвала. Ствол башни из железобетона $\delta_{ст}=180$ мм. Стенки шатра и цоколя кирпичные толщиной соответственно 250 и 640 мм. Бак, перекрытие и покрытие железобетонные. Толщина: стенок бака 100 мм; перекрытия над баком $D_{с.б}/20$; кровельного перекрытия $D_{б}/50$.

Варианты размеров башен типа М

Типо-размер	Емкость бака $V_{б}, м^3$	Рабочая высота $H_p, м$	Бак		Шатер		Диаметр ствола башни $D_{сб}, м$
			диаметр $D_{б}, м$	высота $h_{б}, м$	диаметр $D_{ш}, м$	высота $h_{ш}, м$	
М1	50	30	4,76	3,23	6,50	4,77	4,70
М 2	150	22	6,00	5,63	7,74	7,17	5,20
М 3	300	20	8,00	6,33	9,74	7,92	5,70
М 4	400	28	9,00	6,53	10,53	8,12	7,00
М 5	600	40	11,00	6,93	12,74	8,53	9,00

Таблица В.1 - Классификация песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Г р у н т	Размер частиц, мм	Масса частиц, % от массы воздушно-сухого грунта
Гравелистый	>2	>25
Крупный	>0,5	>50
Средней крупности	>0,25	>50
Мелкий	>0,1	≥ 75
Пылеватый	>0,1	<75

Примечание: наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке их расположения в таблице.

Таблица В.2 - Классификация пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности

Г р у н т	Число пластичности, %
Супесь	$1 \leq J_p \leq 7$
Суглинок	$7 < J_p \leq 17$
Глина	$J_p > 17$

Таблица В.3 - Разновидности песчаных грунтов по коэффициенту пористости

П е с о к	Значения коэффициента пористости		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,70$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,60 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица В.4 - Разновидности песчаных грунтов по степени влажности

Г р у н т	Степень влажности
Маловлажный	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажный	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Продолжение приложения В

Таблица В.5 - Разновидности пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести

Грунт	Показатель текучести
Супесь: твердая пластичная текучая	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 1,0$ $I_L > 1,0$
Суглинок и глина: твердые полутвердые тугопластичные мягкопластичные текучепластичные текучие	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$ $0,5 < I_L \leq 0,75$ $0,75 < I_L \leq 1,0$ $I_L > 1,0$

Таблица В.6 - Нормативные значения модулей деформации песчаных грунтов

Песок	Значения E_0 , Мпа, при коэффициенте пористости e			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый, крупный и средней крупности	50	40	30	-
Мелкий	48	38	28	18
Пылеватый	39	28	18	11

Таблица В.7 - Нормативные значения удельных сцеплений c_n , кПа, и углов внутреннего трения φ_n , град., песчаных грунтов

Песок	Характеристика	Значение c_n и φ_n при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый и крупный	c_n	2	1	0	-
	φ_n	43	40	38	-
Средней крупности	c_n	3	2	1	-
	φ_n	40	38	35	-
Мелкий	c_n	6	4	2	0
	φ_n	38	36	32	28
Пылеватый	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26

Таблица В.8 - Нормативные значения модулей деформации E_0 пылевато-глинистых грунтов

Возраст и происхождение грунтов	Грунт	Показатель текучести	Значение E_0 , МПа, при коэффициенте пористости e										
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения: аллювиальные, делювиальные, озерно-аллювиальные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
	Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-
	Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-
$0,5 < I_L \leq 0,75$		-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
флювиогляциальные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	
	Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	
моренные	Супесь и суглинок	$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	13	10	7	-	-	-	
		$I_L \leq 0,5$	75	55	45	-	-	-	-	-	-	-	
Юрские отложения оксфордского яруса	Глина	$0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	
		$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10

Примечание: Значение E_0 не распространяются на лессовые грунты.

Продолжение приложения В

Таблица В.9 - Нормативные значения удельного сцепления C_n , кПа и углов внутреннего трения φ_n , град., пылевато-глинистых грунтов четвертичных отложений

Грунт	Показатель текучести	Характеристика	Значение C_n и φ_n при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,25$	C_n	21	17	15	13	-	-	-
		φ_n	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	C_n	19	15	13	11	9	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	C_n	47	37	31	25	22	19	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	C_n	39	34	28	23	18	15	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	C_n	-	-	25	20	16	14	12
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	C_n	-	81	68	54	47	41	36
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	C_n	-	-	57	50	43	37	32
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	C_n	-	-	45	41	36	33	29
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Таблица В.10 - Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Пески	R_0 , кПа
Крупные	600/500
Средней крупности	500/400
Мелкие:	
маловлажные	400/300
влажные и насыщенные водой	300/200
Пылеватые:	
маловлажные	300/250
влажные	200/150
насыщенные водой	150/100

Примечание: Значения R_0 для плотных песков даны перед чертой, для песков средней плотности - за чертой.

Таблица В.11 - Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых грунтов

Пылевато-глинистые	R_0 , кПа
Супеси с коэффициентом пористости e :	
0,5	300/300
0,7	250/200
Суглинки с коэффициентом пористости e :	
0,5	300/250
0,7	250/180
1,0	200/100
Глины с коэффициентом пористости e :	
0,5	600/400
0,6	500/300
0,8	300/200
1,0	250/100

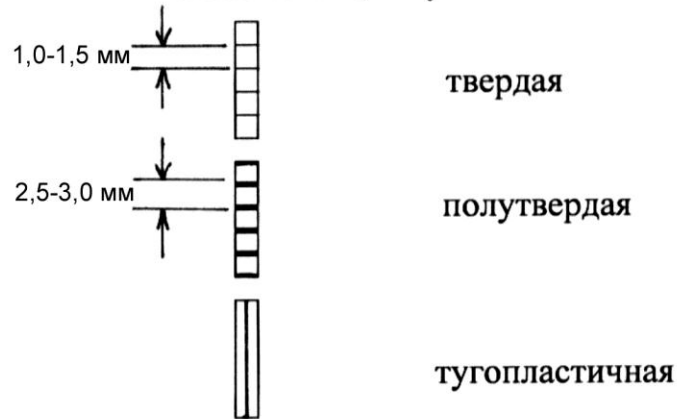
Примечание: Значения R_0 при $I_L = 0$ даны перед чертой, при $I_L = 1$ - за чертой. При промежуточных значениях e и J_L значения R_0 определяются интерполяцией.

	насыпной грунт		песок пылеватый
	почва		песок мелкий
	глина		песок средней крупности
	суглинок		песок крупный
	супесь		песок гравелистый

Степень влажности песков



Консистенция суглинков и глин



Консистенция супесей

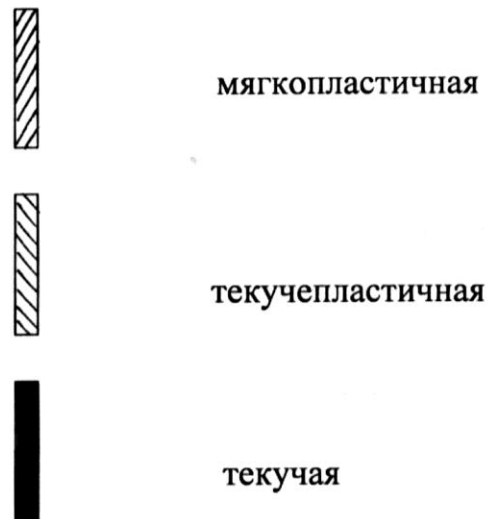


Рисунок В.1 - Условные обозначения на инженерно-геологических разрезах

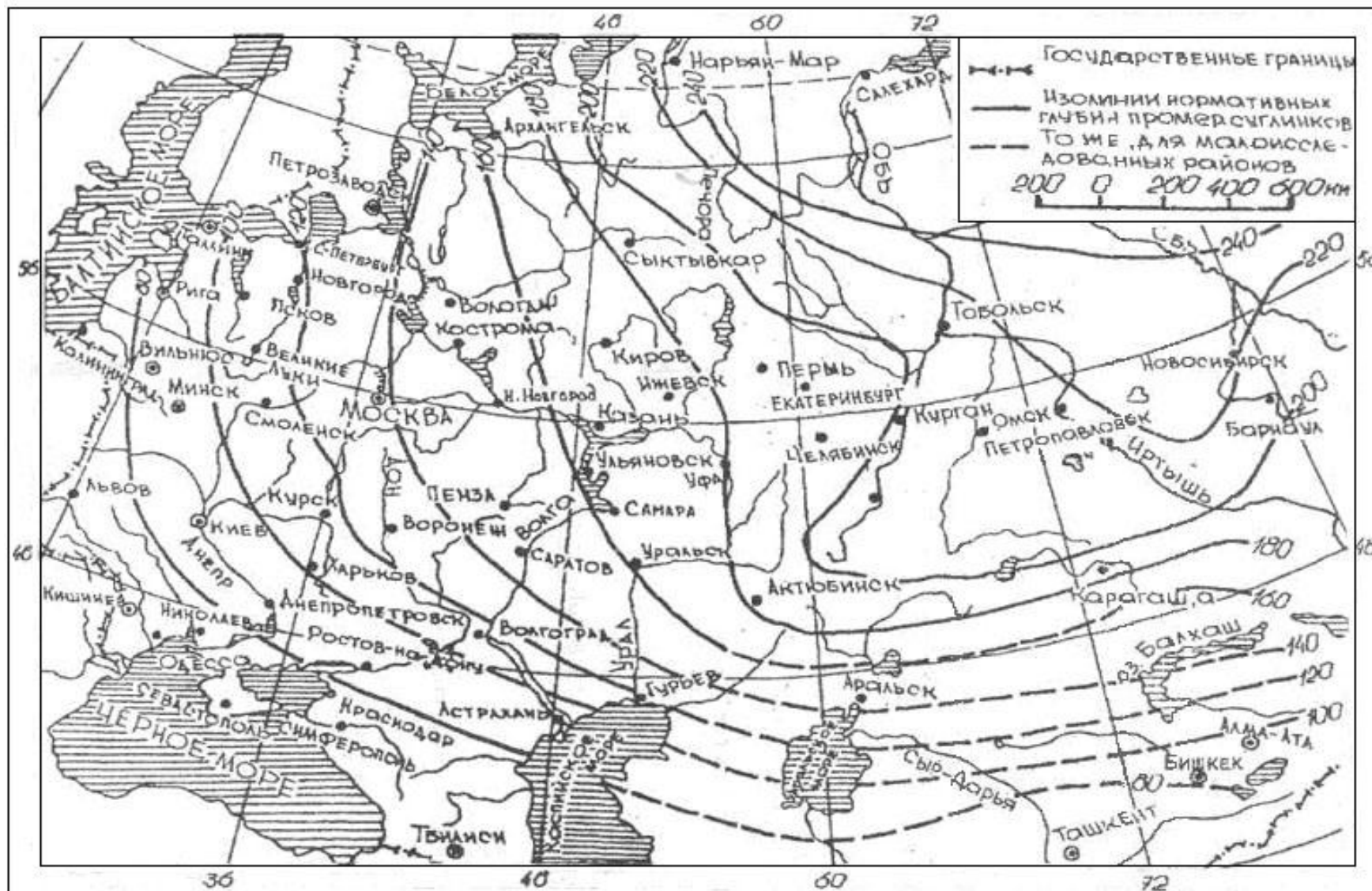


Рисунок Г.1 - Карта нормативных глубин промерзания грунтов

Таблица Г.1 - Значение коэффициента k_n

Особенности сооружения	Коэффициент (k_n) при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми по грунту	<u>1,30</u>	<u>1,10</u>	<u>0,90</u>	<u>0,80</u>	<u>0,80</u>
	1,00	0,80	0,70	0,60	0,60
на лагах по грунту	<u>1,10</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>0,90</u>	<u>0,90</u>
	0,90	0,80	0,70	0,70	0,70
по утепленному цокольному перекрытию	<u>1,05</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>0,90</u>
	0,80	0,80	0,80	0,70	0,70
С подвалом или техническим подпольем	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40

Примечания: 1. Приведенные в таблице значения коэффициента (k_n) относятся: в числителе - к сечениям ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов сооружения на расстоянии не более 5,0 м от них; в знаменателе - к сечениям оставшейся средней части длины наружных стен.

2. Для столбчатых и свайных фундаментов коэффициенты (k_n) принимаются: при расчетной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, не более 10°С - по таблице Г.1; при температуре воздуха выше 10°С - по таблице Г.1 с увеличением соответствующих значений в 1,15 раза, но не более чем $k_n=1,00$.

3. Приведенные значения (k_n) относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края подошвы фундамента (a_f) менее или равно 0,5 м; при значении (a_f) более 0,5 м значения (k_n) повышаются на 0,10, но не более $k_n=1,00$.

4. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии - помещения первого этажа сооружений.

5. При промежуточных значениях температуры воздуха в помещении значения (k_n) принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице Г.1.

Таблица Г.2 - Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условию недопущения морозного пучения грунтов основания

Виды грунтов под подошвой фундамента и их характеристики	Глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания d_f	
	не зависит от d_f	не менее d_f
	Глубина расположения уровня подземных вод (z), м, относительно расчетной глубины промерзания d_f	
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности Пески мелкие и пылеватые, крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем в количестве не более 30% по массе Супеси Суглинки: $I_p < 12$ $I_p > 12$ Глины $I_p \leq 28$	Независимо от расположения уровня подземных вод (z)	
	$z \geq 1,0$	$z < 1,0$
	$z \geq 1,5$	$z < 1,5$
	$z \geq 2,0$	$z < 2,0$
	$z \geq 2,5$	$z < 2,5$
	$z \geq 3,0$	$z < 3,0$

Примечание: В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания (d_f), соответствующие грунты должны залегать на глубину не менее нормативной глубины промерзания, в проекте должны быть предусмотрены, а при строительстве реализованы мероприятия, исключающие подъем уровня подземных вод.

Таблица Д.1 - Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	коэф- эффи- циент γ_{c1}	коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктив- ной схемой при от- ношении длины со- оружения или его отсека к его высоте L/H	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и пылевато-глинистые с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < J_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$J_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения специальных мероприятий.

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

3. При промежуточных значениях (L/H) значение коэффициента γ_{c2} определяется по интерполяции.

Продолжение приложения Д

Таблица Д.2 - Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c .

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

Таблица Д.3 – значение коэффициента k_e

H/r	0,25	0,5	0,1	2	>2
k_e	0,26	0,43	0,63	0,74	0,75

H – мощность сжимаемой толщи грунта, м;

k_e – радиус сплошного круглого или наружный радиус кольцевого круглого фундамента, м.

Таблица Д.4 – Предельные деформации основания

Вид сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок ($\Delta S/L$)	крен (i_u)	средняя (S_u) максимальная ($S_{u\ max}$) осадка, см
1	2	3	4
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные сооружения с полным каркасом железобетонным стальным	0,002	-	8
	0,004	-	12
2 Сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	15
3 Многоэтажные бескаркасные сооружения с несущими стенами из крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0016	0,005	10
	0,0020	0,005	10
	0,0024	0,005	10
4 Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций производственное здание и силосный корпус на одной фундаментной плите то же, сборной конструкции отдельно стоящей силосной корпус монолитной конструкции то же, сборной конструкции отдельно стоящее производственное здание	-	0,003	40
	-	0,003	30
	-	0,004	40
	-	0,004	30
	-	0,004	25

Продолжение приложения Д

Продолжение таблицы Д.4

1	2	3	4
5 Дымовые трубы высотой (Н), м			
менее или равно 100	-	0,005	40
от 100 до 200	-	1/(2Н)	30
от 200 до 300	-	1/(2Н)	20
более 300	-	1/(2Н)	10
6 Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в 4, 5	-	0,002	20
7 Антенные сооружения связи			
стволы мачт заземления	-	0,002	20
то же, электрически изолированные	-	0,001	10
башни радио	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8 Опоры воздушных линий электропередач			
промежуточные прямые	0,003	0,003	-
анкерные и анкерно-угловые, концевые, порталы открытых			
распределительных устройств	0,0025	0,0025	-
специальные переходные	0,0020	0,0020	-

Примечания:

1 Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий принимаются равными 0,5 ($\Delta S/L$).

2 Предельные значения подъёма основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъём в размере 25% и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50% соответствующих предельных значений деформаций.

3 Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20%, а для сооружений, перечисленных в 1-3 с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

Таблица Д.5 - Значение коэффициента α

$\xi = \frac{2z}{b}$	Круглые фунда- менты	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta=L/b$									
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	3,2	5	10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,160	0,163	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,99	0,108	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,87	0,095	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,070	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,060	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,056	0,079	0,126
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,050	0,071	0,114
12	0,009	0,015	0,18	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,044	0,060	0,104

Примечания: 1. В таблице Д.5 обозначено:

b – ширина или диаметр фундамента;

2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов, радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α принимается по интерполяции.

Таблица Е.1 - Сваи забивные железобетонные серии 1.011.1-10

Марка сваи	Размеры, мм		Класс бето- на	Расход бетона, м ³	Вес, кН	Примечание
	L	B				
C30.20-1...3	3000	200	C ¹² / ₁₅	0,12	3,1	1-4Ø10S240
C30.25-1...3		250		0,19	4,7	2,3-4Ø10S400
C30.30-2...3		300		0,28	7,0	4-4Ø12S240
C40.20-1...2	4000	200	C ¹² / ₁₅	0,16	4,1	5,6-4Ø12S400
C40.25-1...3		250		0,26	6,4	7,8-4Ø14S400
C40.30-1...3		300		0,37	9,3	9-4Ø16S400
C40.35-1...3		350	C ¹⁶ / ₂₀	0,50	12,6	10-4Ø18S400
C40.40-1...2		400		0,66	16,4	11-4Ø20S400
C40.40-5...6		400		0,66	16,4	12-4Ø22S400
C50.20-1...6	5000	200	C ¹² / ₁₅	0,20	5,11	13-4Ø25S400
C50.25-1...6		250		0,32	7,99	
C50.30-1...6		300		0,46	11,5	
C50.35-1...6		250	C ¹⁶ / ₂₀	0,63	15,7	
C50.40-1...2		400		0,82	20,4	
C50.40-5...6		400		0,82	20,4	
C60.20-5...6	6000	200	C ¹² / ₁₅	0,24	6,1	
C60.25-1...6		250		0,38	9,6	
C60.30-2...3		300		0,55	13,8	
C60.30-5...6		300		0,55	13,8	
C60.30-1...8		300	C ¹⁶ / ₂₀	0,55	13,8	
C60.35-1...3		350		0,75	18,7	
C60.35-6		350		0,75	18,7	
C60.40-1...2		400		0,98	24,4	
C60.40-5...8		400		0,98	24,4	
C70.30-4...6	7000	300	C ¹² / ₁₅	0,64	16,0	
C70.30-8...9		300	C ¹⁶ / ₂₀	0,64	16,0	
C70.35-4...6		350	C ¹² / ₁₅	0,87	24,4	
C70.35-8...10		350	C ¹⁶ / ₂₀	0,87	24,4	
C70.40-4...6		400	C ¹² / ₁₅	1,14	28,4	
C70.40-8...12		400	C ¹⁶ / ₂₀	1,14	28,4	
C80.30-4...6	8000	300	C ¹⁶ / ₂₀	0,73	18,3	
C80.30-8...10		300		0,73	18,3	
C80.30-11		300	C ²⁰ / ₂₅	0,73	18,3	
C80.30-4...6		300	C ¹⁶ / ₂₀	0,73	18,3	
C80.30-8...10		300		0,73	18,3	
C80.30-11		300		C ²⁰ / ₂₅	0,73	18,3

Продолжение приложения Е

Продолжение таблицы Е.1

Марка сваи	Размеры, мм		Класс бето- на	Расход бетона, м ³	Вес, кН	Примечание	
	L	B					
C80.35-5...6	8000	350	C ¹⁶ / ₂₀	0,99	24,8	1-4Ø10S240	
C80.35-8...11		350		0,99	24,8	2,3-4Ø10S400	
C80.40-5...6		400		1,30	32,4	4-4Ø12S240	
C80.40-8...13		400		1,30	32,4	5,6-4Ø12S400	
C90.30-5...6	9000	300	C ¹⁶ / ₂₀	0,82	20,5	7,8-4Ø14S400	
C90.30-8...10		300	C ¹⁶ / ₂₀	0,82	20,5	9-4Ø16S400	
C90.30-11		300	C ²⁰ / ₂₅	0,82	20,5	10-4Ø18S400	
C90.35-5...6		350	C ¹⁶ / ₂₀	1,12	27,9	11-4Ø20S400	
C90.35-8...12		350		1,12	27,9	12-4Ø22S400	
C90.40-5...6		400		1,46	36,4	13-4Ø25S400	
C90.40-8...10		400		1,46	36,4		
C90.40-11...13		400	C ²⁰ / ₂₅	1,46	36,4		
C100.30-6		10000	300	C ¹⁶ / ₂₀	0,91	22,8	
C100.30-8...10			300		0,91	22,8	
C100.35-11...13	300		C ²⁰ / ₂₅	0,91	22,8		
C100.35-6	350		C ¹⁶ / ₂₀	1,24	31,0		
C100.35-8...10	350			1,24	31,0		
C100.35-11...18	350		C ²⁰ / ₂₅	1,24	31,0		
C100.40-6	400		C ¹⁶ / ₂₀	1,62	40,4		
C100.40-8...10	400			1,62	40,4		
C100.40-11...13	400		C ²⁰ / ₂₅	1,62	40,4		
C110.30-8...9	11000		300	C ¹⁶ / ₂₀	1,00	25,0	
C110.30-10...13		300	C ²⁰ / ₂₅	1,00	25,0		
C110.35-8...9		350	C ¹⁶ / ₂₀	1,36	34,0		
C110.35-10...13		350	C ²⁰ / ₂₅	1,36	34,0		
C110.40-8...9		400	C ¹⁶ / ₂₀	1,78	44,0		
C110.40-10...13		400	C ²⁰ / ₂₅	1,78	44,0		

Таблица Е.2 – Расчетное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта (R), кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	<u>7100</u> 6000	<u>6000</u> 3200	2500	<u>3400</u> 1800	<u>1800</u> 1300	<u>1200</u> 1000	900	800	600	400	300
3	<u>7500</u> 6500	<u>6600</u> 4000	3500	<u>3800</u> 2200	<u>2100</u> 1600	<u>1300</u> 1200	1000	900	700	500	400
4	<u>8300</u> 7000	<u>6800</u> 4800	4000	<u>4400</u> 2600	<u>2300</u> 1700	<u>1350</u> 1300	1100	1000	750	550	450
5	<u>8900</u> 7500	<u>7000</u> 6000	4400	<u>4600</u> 2800	<u>2400</u> 2000	<u>1400</u> 1350	1150	1050	800	600	500
6	<u>9400</u> 8100	<u>7200</u> 6500	4500	<u>4700</u> 3000	<u>2450</u> 2100	<u>1450</u> 1400	1200	1100	850	650	550
7	<u>9700</u> 8500	<u>7300</u> 6900	4600	<u>4800</u> 3200	<u>2500</u> 2200	<u>1500</u> 1450	1250	1150	900	700	600
8	<u>9900</u> 8700	<u>7550</u> 7100	4800	<u>4900</u> 3300	<u>2600</u> 2300	<u>1550</u> 1500	1280	1170	920	720	610
9	<u>10200</u> 6500	<u>7800</u> 7200	4900	<u>5000</u> 3400	<u>2560</u> 2350	<u>1600</u> 1550	1300	1200	940	740	620
10	<u>10500</u> 9100	<u>7900</u> 7350	5000	<u>5100</u> 3500	<u>2700</u> 2400	<u>1650</u> 1600	1320	1220	960	760	630
12	<u>11000</u> 9300	<u>8200</u> 7500	5200	<u>5200</u> 3700	<u>2800</u> 2500	<u>1750</u> 1650	1350	1250	980	780	640

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта (R), кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
15	$\frac{11700}{9500}$	$\frac{8500}{7700}$	5600	$\frac{5400}{4000}$	$\frac{3000}{2600}$	$\frac{1900}{1700}$	1380	1280	1000	800	650
20	$\frac{12600}{10000}$	$\frac{8800}{7800}$	6200	$\frac{5600}{4500}$	$\frac{3200}{2700}$	$\frac{1950}{1750}$	1400	1300	1020	820	680
25	$\frac{13400}{10500}$	$\frac{9000}{7900}$	6800	$\frac{5800}{4800}$	$\frac{3500}{2800}$	$\frac{2000}{1800}$	1450	1320	1040	840	700

Примечания:

1. В числителе даны значения (R) для песчаных грунтов, в знаменателе – для пылеватоглинистых.
 2. В таблицах Е.2 и Е.3 для насыпных грунтов с коэффициентом уплотнения $K_{com} < 0,92$ и для намывных песчаных грунтов с давностью намыва $t < 1$ г., глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта:
 - при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа;
 - при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м — от условной отметки, расположенной, соответственно, на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.
- Для насыпных грунтов с коэффициентом уплотнения $K_{com} > 0.92$ и для намывных песчаных грунтов с давностью намыва $t > 1$ г. значения (R) и (R_{fi}) следует учитывать при фактической глубине погружения свай согласно требованиям главы 10[5].

Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах — от дна уровня болота.

При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубину погружения в фунт нижнего конца сваи следует принимать от уровня природного рельефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубину погружения свай следует принимать как для выемок глубиной 6 м.

3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести (I_L) пылевато-глинистых грунтов, значения (R) и (R_{fi}) в таблицах Е.2 и Е.3 определяются интерполяцией.

4. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по данным статического зондирования, значения (R) для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100 %. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения (R) следует увеличить на 60 %, но не более чем до 20000 кПа.

5. Значения расчетных сопротивлений (R) допускается использовать при условии, если заглубления свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляют не менее:

- 4,0 м — для мостов и гидротехнических сооружений;
- 2,0 м — для зданий и прочих сооружений.

6. Значения расчетного сопротивления грунтов (R) под нижним концом забивных свай сечением 0.15x0.15 м и менее, используемых в качестве фундамента под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20%.

7. Для супесей при числе пластичности $I_L < 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления грунтов (R) и (R_{fi}) следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

Таблица Е.3 – Расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности забивной сваи

Средняя глубина располо- жения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления i -го слоя грунтов на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек (R_{fi}), кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	граве- листых	круп- ных	средней крупности	мел- ких	пыле- ватых	-	-	-	-	-	-
	Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести (I_L) равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{45}{35}$	$\frac{40}{25}$	$\frac{30}{15}$	12,0	9,0	6,0	5,0	4,0	3,0
2	$\frac{70}{55}$	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{42}$	$\frac{50}{32}$	$\frac{35}{22}$	17,0	13,0	9,0	7,5	7,0	5,0
3	$\frac{80}{60}$	$\frac{65}{52}$	$\frac{60}{48}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{40}{28}$	21,0	17,0	11,0	9,0	7,5	6,0
4	$\frac{85}{65}$	$\frac{70}{55}$	$\frac{63}{53}$	$\frac{58}{40}$	$\frac{44}{32}$	24,0	19,0	13,0	10,0	8,0	6,5
5	$\frac{90}{70}$	$\frac{75}{60}$	$\frac{68}{56}$	$\frac{61}{43}$	$\frac{47}{34}$	26,0	21,0	15,0	11,0	8,5	7,0
6	$\frac{95}{72}$	$\frac{80}{65}$	$\frac{72}{60}$	$\frac{63}{45}$	$\frac{48}{35}$	29,0	23,0	16,0	12,0	9,0	7,5
7	$\frac{100}{75}$	$\frac{85}{70}$	$\frac{75}{63}$	$\frac{65}{47}$	$\frac{49}{36}$	32,0	25,0	17,0	13,0	9,5	8,0
8	$\frac{102}{76}$	$\frac{90}{73}$	$\frac{77}{65}$	$\frac{66}{48}$	$\frac{50}{37}$	33,0	26,0	17,5	13,5	10,0	8,0

Продолжение приложения Е

Продолжение таблицы Е.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
9	$\frac{104}{72}$	$\frac{92}{74}$	$\frac{78}{66}$	$\frac{67}{49}$	$\frac{51}{38}$	34,0	27,0	18,0	14,0	10,5	8,0
10	$\frac{106}{78}$	$\frac{93}{75}$	$\frac{79}{67}$	$\frac{68}{50}$	$\frac{52}{39}$	35,0	28,0	18,5	14,5	11,0	8,0
12	$\frac{110}{80}$	$\frac{95}{77}$	$\frac{80}{68}$	$\frac{69}{51}$	$\frac{54}{40}$	36,0	29,0	19,0	15,0	11,0	8,0
15	$\frac{114}{82}$	$\frac{97}{80}$	$\frac{82}{70}$	$\frac{70}{52}$	$\frac{56}{41}$	37,0	30,0	20,5	15,0	11,0	8,0
20	$\frac{117}{85}$	$\frac{99}{81}$	$\frac{85}{75}$	$\frac{72}{53}$	$\frac{58}{42}$	38,0	31,0	21,0	15,0	11,0	8,0
25	$\frac{120}{90}$	$\frac{100}{82}$	$\frac{90}{80}$	$\frac{74}{54}$	$\frac{60}{44}$	39,0	32,0	22,0	15,0-	11,0	8,0

Примечания

1 При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи (R_{fi}) следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 1,2 и 3 к таблице Е.2.

2 При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности сваи (R_{fi}) пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3 Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности сваи (R_{fi}) следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

4 Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице, при любых значениях показателя текучести.

Продолжение приложения Е

Таблица Е.4 – Прочностные характеристики тяжелых бетонов

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие						
	C ⁸ / ₁₀	C ¹² / ₁₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅
f_{ck} , нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа	8	12	16	20	25	30	35
f_{cd} , расчетное сопротивление бетона сжатию для ж/б конструкций, МПа	5,3	8	10,7	13,3	16,7	20	23,3

Таблица Е.5 – Характеристики арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Расчетное сопротивление, f_{yd} , Н/мм ² (МПа)	Нормативное сопротивление, f_{yk} , Н/мм ² (МПа)
S240	5,5...40,0	218	240
S400	6,0...40,0	365	400
S500	3,0...40,0	450	500

Таблица Е.6 – Сортамент стержневой арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0,293	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,53	0,395
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,91	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,840

Таблица Е.7 – Расчетная энергия удара молота

Молот	Расчетная энергия удара молота
1. Подвесной или одиночного действия	GH_m
2. Трубчатый дизель-молот	$0,9 GH_m$
3. Штанговый дизель-молот	$0,4 GH_m$
4. Дизельный при контрольной доливке одиночными ударами без подачи топлива	$G(H_m - h_1)$

Таблица Е.8 – Технические характеристики дизель-молотов

Тип дизель молотов	Вес ударной части молота (G), кН	Полный вес молота, (G_n), кН	Площадь цилиндра (A_u), м ²	Рабочий ход цилиндра (H_p), м	Наибольшая высота падения ударной части молота (H_m), м
С-254	6	11	0,1314	0,38	1,77
С-222	12	23	0,0491	0,48	1,79
С-268	18	31	0,066	0,515	2,1
С-330	25	42	0,08	0,5	2,6
С-994 С-857	6	15	0,0434	0,28	3
С-995 С-858	12	26	0,0705	0,32	3
С-996 С-859	18	36,5	0,093	0,37	3
С-1047 С-949	25	55	0,126	0,37	3
С-1048 С-954	35	76	0,174	0,375	3
С-1054 С-974	50	101	0,237	0,42	3
Ур-500	5	10	0,9346	0,27	2,27
Ур-1250	12,5	25	0,0705	0,3	3,31

Приложение Ж

Таблица Ж.1 – Укрупненные единичные расценки на земляные работы, устройство фундаментов и искусственных оснований

Наименование работ и конструкций	Стоимость на единицу измерения, руб.коп.
1	2
<p>А. Земляные работы</p> <p>I. Разработка грунта под фундаменты:</p> <p>при глубине выработки до 2 м и ширине траншеи 1 м, м³</p> <p>при глубине котлована более 2 м на каждые 0,5 м глубины заложения фундаментов стоимость земляных работ увеличится на 10% (при уменьшении глубины стоимость соответственно уменьшится)</p> <p>при ширине котлована более 1 м стоимость земляных работ повышается на 7%</p> <p>при разработке мокрых грунтов вводятся поправочные коэффициенты:</p> <p>при объеме мокрого грунта (ниже уровня подземных вод) менее 50% от общего объема грунта $K_d = 1,25$</p> <p>при объеме мокрого грунта (ниже УПВ) более 50% от общего объема грунта $K_d = 1,4$</p> <p>II. Водоотлив на 1 м³ грунта:</p> <p>при отношении мокрого грунта (ниже УПВ) к глубине котлована:</p> <p>до 0,25</p> <p>до 0,5</p> <p>до 0,75</p> <p>свыше 0,75</p> <p>III. Крепления:</p> <p>крепление стенок котлована досками:</p> <p>при глубине выработки до 3 м, м² крепления</p> <p>при глубине выработки более 3 м, м² крепления</p> <p>устройство деревянного шпунтового ограждения, м² ограждения</p>	<p>3-60</p> <p>0-35</p> <p>0-95</p> <p>1-80</p> <p>3-00</p> <p>0-85</p> <p>0-98</p> <p>7-86</p>
<p>Б. Устройство фундаментов</p> <p>I. Сборные фундаменты:</p> <p>фундаменты железобетонные сборные для промышленных зданий, м³ железобетона</p> <p>трапецеидальные блоки ленточных фундаментов, м³ железобетона</p> <p>бетонные фундаментные блоки (в том числе стеновые), м³ бетона</p> <p>II. Монолитные фундаменты:</p> <p>фундаменты железобетонные отдельные (под колонны), м³ железобетона</p> <p>то же, ленточные, м³ железобетона</p> <p>фундаменты бетонные, отдельные, м³ бетона</p> <p>то же, непрерывные (ленточные), м³ бетона</p>	<p>44-90</p> <p>46-50</p> <p>36-00</p> <p>31-00</p> <p>28-30</p> <p>28-40</p> <p>26-30</p>

Продолжение приложения Ж

Продолжение таблицы Ж.1

1	2
фундаменты и стены подвала бутобетонные, м ³ бутобетона	21-00
то же, бутовые, м ³ кладки	20-10
III. Устройство армированных поясов:	
устройство монолитных железобетонных поясов, м ³ железобетона	36-20
армированной кладки, т металла	367-00
IV. Железобетонные сваи:	
железобетонные до 12 м (с забивкой), м ³ бетона	88-40
то же, более 12 м, м ³ бетона	86-10
железобетонные полые сваи с открытым концом при длине до 8м (с забивкой)	
при диаметре сваи до 660 мм	88-17
при диаметре сваи 780 мм	92-97
железобетонные полые сваи с закрытым концом (толщина стенок 80 мм, d=400...600 мм)	190-00
Устройство набивных бетонных свай	185-00
V. Деревянные сваи:	
деревянные сваи при длине до 10 м, м ³ сваи	64-00
деревянные сваи при длине более 10 м, м ³ сваи	62-00
VI. Забивка металлических трубчатых оболочек свай (включая стоимость металла), т металла	179-00
Заполнение оболочек металлических трубчатых свай бетоном, м ³ бетона	36-40
VII. Опускные колодцы:	
изготовление железобетонных опускных колодцев сборных, м ³ кладки колодца	64-40
монолитных, м ³ кладки колодца	47-00
устройство опорной подушки, м ³	21-90
заполнение опускных колодцев песком, м ³ заполнителя	8-20
бетонирование верхней плиты опускного колодца, м ³	25-90
VIII. Искусственные основания под фундаменты:	
песчаные подушки за 1 м ³ в деле, м ³	7-20
щебеночные и гравийные подушки, м ³	11-20
уплотнение грунта тяжелыми трамбовками	0-45
уплотнение слабых грунтов песчаными сваями, м длины	1-60
уплотнение лесса грунтовыми сваями, 1 м ³ уплотненного массива	2-30
силикатизация лессов и мелких песков одноразовым методом, 1 м ³ закрепленного массива	35-00
силикатизация песчаных грунтов при двухрастворном методе, 1 м ³ закрепленного массива	40-00
закрепление грунтов синтетическими смолами, 1 м ³ закрепленного массива	50-00
термический способ закрепления лессов грунтов	16-00
искусственное замораживание грунтов, м ³ замороженного грунта	15-00

Таблица И.1 - Номенклатура фундаментных плит

Марка	Размеры			Объем бетона, м ³	Масса		
	b, мм	L, мм	h, мм		изделия, т	петель, кг	
						замкнутых	открытых
ФЛ6.24-...	600	2380	300	0,37	0,93	0,86	1,18
ФЛ6.12-...		1180		0,18	0,45	0,44	0,76
ФЛ8.24-...	800	2380	300	0,46	1,15	0,86	1,18
ФЛ8.12-...		1180		0,22	0,55	0,86	1,18
ФЛ10.30-...	1000	2980	300	0,69	1,75	1,26	2,36
ФЛ10.24-...		2380		0,55	1,38	1,26	2,36
ФЛ10.12-...		1180		0,26	0,65	0,86	1,18
ФЛ10.8-...		780		0,17	0,42	0,44	0,76
ФЛ12.30-...	1200	2980	300	0,82	2,05	1,76	-
ФЛ12.24-...		2380		0,65	1,63	1,26	2,36
ФЛ12.12-...		1180		0,31	0,78	0,86	1,18
ФЛ12.8-...		780		0,2	0,5	0,44	0,76
ФЛ14.30-...	1400	2980	300	0,96	2,4	1,76	-
ФЛ14.24-...		2380		0,76	1,9	1,26	2,36
ФЛ14.12-...		1180		0,36	0,91	0,86	1,18
ФЛ14.8-...		780		0,23	1,58	0,86	1,18
ФЛ16.30-...	1600	2980	300	1,09	2,71	1,76	-
ФЛ16.24-...		2380		0,86	2,15	1,76	-
ФЛ16.12-...		1180		0,41	1,03	0,86	1,18
ФЛ16.8-...		780		0,26	0,65	0,86	1,18
ФЛ20.30-...	2000	2980	300	2,04	5,10	5,56	8,8
ФЛ20.24-...		2380		1,62	4,05	5,56	8,8
ФЛ20.12-...		1180		0,78	1,95	1,26	2,48
ФЛ20.8-...		780		0,5	1,25	0,86	1,72
ФЛ24.30-...	2400	2980	500	2,39	5,98	5,56	8,8
ФЛ24.24-...		2380		1,90	4,75	5,56	8,8
ФЛ24.12-...		1180		0,91	2,30	1,76	3,38
ФЛ24.8-...		780		0,58	1,45	1,26	2,48
ФЛ28.24-...	2800	2380	500	2,36	5,90	5,56	8,8
ФЛ28.12-...		1180		1,13	2,82	2,78	4,4
ФЛ28.8-...		780		0,72	1,80	1,26	2,48
ФЛ32.12-...	3200	1180	500	1,29	3,23	2,78	4,4
ФЛ32.8-...		780		0,82	2,05	1,26	2,48

Продолжение приложения И

Таблица И.2 - Номенклатура блоков стен подвалов типа ФБС

Марка блока	Габаритные размеры, мм			Объём бетона м ³	Класс бетона (марка)	Масса изделия, кг	Расход металла, кг
	длина L	ширина В	высота Н				
ФБС 24.3.6	2380	300	580	0,406	С ⁸ / ₁₀	970	1,46
ФБС 24.4.6		400		0,543		1300	1,46
ФБС 24.5.6		500		0,679		1630	2,36
ФБС 24.6.6		600		0,815		1960	2,36
ФБС 12.2.6	1180	200	580	0,133		320	0,76
ФБС 12.3.6		300		0,203		485	0,76
ФБС 12.4.6		400		0,265		640	1,46
ФБС 12.5.6		500		0,331		790	1,46
ФБС 12.6.6		600		0,398		960	1,46
ФБС 12.2.3	1180	200	280	0,066		160	0,38
ФБС 12.3.3		300		0,1		240	0,38
ФБС 12.4.3		400		0,127		310	0,74
ФБС 12.5.3		500		0,159		380	0,74
ФБС 12.6.3		600		0,191		460	0,74
ФБС 9.2.6	880	600	580	0,098		235	0,36
ФБС 9.3.6		300		0,146		350	0,76
ФБС 9.4.6		400		0,195	470	0,76	
ФБС 9.5.6		500		0,244	590	0,76	
ФБС 9.6.6		600		0,293	700	1,46	

Примечание:

Номинальная масса приведена для блоков из тяжелого бетона с объёмной массой 2400 кг/м³.

Таблица И.3 – Номенклатура фундаментных балок

Марка	Длина, мм	Расход бетона, м ³	Вес, кН
1БФ60-1...2	5950	0,32	8,0
1БФ55-3...4	5500	0,30	7,5
1БФ51-5...6	5050	0,27	6,8
1БФ48-7...8	4750	0,25	6,3
1БФ45-9...10	4450	0,24	6,0
1БФ43-11...12	4300	0,23	5,8
1БФ40-13...14	4000	0,21	5,3
2БФ60-1...5	5950	0,40	10,0
2БФ55-6...9	5500	0,37	9,2
2БФ51-10...14	5050	0,34	8,5
2БФ48-15...20	4750	0,32	8,0
2БФ45-21...26	4450	0,30	7,5
2БФ43-27...31	4300	0,29	7,2
2БФ40-32...36	4000	0,27	6,7
3БФ60-1...5	5950	0,52	13,0
3БФ55-6...10	5500	0,48	12,0
3БФ51-11...15	5050	0,44	11,0
3БФ48-16...21	4750	0,41	10,0
3БФ45-22...27	4450	0,39	9,70
3БФ43-28...33	4300	0,37	9,30
3БФ40-34...39	4000	0,35	8,70
4БФ60-1...5	5950	0,60	15,0
4БФ55-6...8	5500	0,55	14,0
4БФ51-9...13	5050	0,51	13,0
4БФ48-14...17	4750	0,48	12,0
4БФ45-18...21	4450	0,45	11,0
4БФ43-22...25	4300	0,43	11,0
4БФ40-26...29	4000	0,40	10,0
1БФ120-1...3	11950	1,0	25,0
1БФ111-4...6	11050	0,93	23,0
1БФ108-7...9	10750	0,90	23,0
1БФ105-10...12	10450	0,88	22,0
1БФ103-13...15	10300	0,87	22,0
2БФ120-1...3	11950	2,30	57,0
2БФ111-4...6	11050	2,12	53,0
2БФ108-7...9	10750	2,06	52,0
2БФ105-10...12	10450	2,00	50,0
2БФ103-13...15	10300	1,98	50,0

ЛИТЕРАТУРА

1. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления. СТ БГТУ-01-2002.- Брест, 2002.-32с.
2. Стандарт Республики Беларусь. Грунты, классификация. - СТБ 943-2007. - Мн.: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2007.
3. Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 2.04.02 – 2000. Строительная климатология. Минск: Стройтехнорм, 2000, - 40с.
4. Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. - Минск, 1999.
5. П4-2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование забивных свай. – Минск, 2001.
6. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - М; Стройиздат, 1981. -319с.
7. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. - М: Высшая школа, 1986. - 239с.
8. Лапшин Ф.К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. - Саратов, 1986.-224с.
9. Методические указания к курсовому проекту по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов». – Брест, 2003. – 39 с.
10. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1986.-415с.
11. Основания, фундаменты и подземные сооружения (М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.) - М.; Стройиздат, 1985. -480с.
12. Руководство по проектированию свайных фундаментов (НИЙОСП имени Н.М.Герсеванова). - М.; Стройиздат, 1980,- 150с.