

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение
высшего образования
«УФИМСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ НЕФТЯНОЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ»

КАФЕДРА «АВТОМОБИЛЬНЫЕ ДОРОГИ И ТЕХНОЛОГИЯ
СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА»

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ

(Методические указания по выполнению практических работ)

Уфа 2019

ВВЕДЕНИЕ

Обучающиеся по направлениям 08.03.01 и 08.04.01 – Строительство в разных дисциплинах сталкиваются с необходимостью расчета оснований и фундаментов. В настоящем учебно-методическом пособии разъясняются задачи проектирования оснований и фундаментов на примере фундаментов мелкого заложения и свайных. Приводится библиографический список учебной и нормативной литературы и справочные материалы, необходимые для изучения теоретического материала и выполнения расчетов.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ РАСЧЕТОВ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Перед началом работы обучающийся должен внимательно ознакомиться с индивидуальным заданием и уяснить поставленную перед ним задачу.

Проектирование и устройство основания и фундаментов является комплексной инженерной задачей. Ее решение требует рассмотрения многих факторов: геологических, климатических и гидрогеологических условий площадки строительства, физико-механических свойств грунтов, назначения и конструктивных особенностей здания, нагрузок и воздействий на основание и фундаменты, производства работ при разработке грунтов и возведении фундаментов и др.

Умение своевременно анализировать и учитывать действие каждого из факторов, взаимное влияние друг на друга является основой для качественного выполнения геотехнических расчетов.

1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

В соответствии с п. 1.1 [2] основания сооружений должны проектироваться на основе:

1. результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических и инженерно-гидрометеорологических изысканий для строительства (см. п. 1.1).
2. данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения, нагрузки, действующие на фундаменты, и условия его эксплуатации (см. п. 1.2).

При проектировании оснований и фундаментов следует учитывать местные условия строительства, а также имеющийся опыт проектирования, строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях.

1.1 Инженерно-геологические условия

Природные рельефы площадок строительства и инженерно-геологические разрезы, физико-механические характеристики грунтов (определяемые в лаборатории) приводятся в здании, выдаваемом преподавателем.

После получения исходных данных инженерно-геологического строения площадки необходимо определить физико-механические характеристики каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ) основания, а также условное расчетное сопротивление R_0 [2, приложение 3] (по которому оценивается несущая способность оснований) и свести в таблицу 1.

При нахождении R_0 для глинистых грунтов при промежуточных значениях коэффициента пористости e и индекса текучести I_L необходимо выполнить интерполяцию. Двойную интерполяцию рекомендуется выполнять за один прием по формуле

$$R_0(e, I_L) = \left[\frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} \right] \cdot [(1 - I_L) \cdot R_{0,(1,0)} + I_L \cdot R_{0,(1,1)}] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} \cdot [(1 - I_L) \cdot R_{0,(2,0)} + I_L \cdot R_{0,(2,1)}]$$

где e , I_L - коэффициент пористости и показатель текучести грунта, для которого определяем значение R_0 ; e_1 и e_2 - соседние значения коэффициента пористости, в интервале между которыми находится коэффициент пористости для рассматриваемого грунта; $R_{0,(1,0)}$ и $R_{0,(1,1)}$ - табличные значения R_0 для e_1 , при $I_L=0$ и $I_L=1$ соответственно; $R_{0,(2,0)}$ и $R_{0,(2,1)}$ - табличные значения R_0 для e_2 , при $I_L=0$ и $I_L=1$ соответственно.

В работе требуется дать полное наименование каждого слоя грунта.

ИГЭ № 2: песок крупный рыхлый насыщенный водой – толщина слоя 4 м. Условное расчетное сопротивление R_0 не нормируется [2, приложение 3, таблица 2 или приложение А, таблица А.6]:

крупный – содержание частиц диаметром больше 0,5 мм больше 50% по массе [1, таблица Б.9, приложение А, таблица А.1];

рыхлый – $e=0,875 > 0,75$ [1, таблица Б.12, приложение А, таблица А.2];

насыщенный водой – $S_r=0,87 > 0,8$ [1, таблица Б.11, приложение А, таблица А.3];

очень сильно деформируемый – $E=4,8 \leq 5$ МПа [1, таблица В.4];

ИГЭ № 3: глина полутвёрдая – толщина слоя 5 м. Условное расчетное сопротивление $R_0=368,9$ кПа [2, приложение 3, таблица 3, приложение А, таблица А.7]:

глина – $I_p = 0,254 > 0,17$ [1, таблица Б.16, приложение А, таблица А.4];

полутвердое состояние – $0 < I_L=0,224 < 0,25$ [1, таблица Б.19, приложение А, таблица А.5];

среднедеформируемая – $10 < E=28,91 \leq 10$ МПа [1, таблица В.4];

При проектировании оснований и фундаментов необходимо учитывать климат места строительства путем определения нормативной глубины сезонного промерзания грунта d_{fn} [2.п. 2.26], которую находят по схематической карте нормативных глубин промерзания грунтов (см. приложение А, рисунок А.1).

После определения d_{fn} находят расчетную глубину промерзания d_f с учетом теплового режима здания:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}. \quad (1)$$

где d_f - расчетная глубина промерзания грунтов, м;

d_{fn} – нормативная величина промерзания грунтов, принимаемая по схематической карте, м;

k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружений и принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых зданий по таблице 1[2] либо по таблице А.8 приложения А данного пособия; для наружных фундаментов и фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$.

В выводах к данному разделу отражаются возможность использования слоя грунта в качестве несущего и особенности основания в целом.

Заключение по данным инженерно-геологического разреза: площадка строительства расположена в г. Вологда, природный рельеф площадки спокойный с практически горизонтальным залеганием инженерно-геологических элементов. Отметка поверхности природного рельефа колеблется от 182,3 до 182,8 м. Инженерно-геологическое сложение строительной площадки представлено тремя слоями:

ИГЭ № 7: песок мелкий рыхлый, маловлажный, мощность слоя 2 м. Удельный вес $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 21^\circ$, модуль деформации $E = 4,8 \text{ МПа}$.

Таблица 1 – Сводная ведомость физико-механических характеристик ИГЭ площадки строительства

Физико – механические характеристики	Формула расчета	Инженерно-геологические элементы		
		ИГЭ № _	ИГЭ № _	ИГЭ № _
1	2	3	4	5
Мощность слоя h , м	Исходные данные			
Удельный вес грунта γ при естественной влажности, кН/м^3	$\gamma = \rho g$			
Удельный вес твердых частиц γ_s , кН/м^3	$\gamma_s = \rho_s g$			
Естественная влажность W , дол.ед.	Исходные данные			
Удельный вес сухого грунта γ_d , кН/м^3	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}$			
Коэффициент пористости e , д.е.	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$			
Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды γ_{sb} , кН/м^3	$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$			
Степень влажности грунта S_r , д.е.	$S_r = \frac{\gamma_s \cdot W}{e \cdot \gamma_w}$			

Влажность на границе текучести W_L , д.е.	Исходные данные			
Влажность на границе пластичности W_p , д.е.	Исходные данные			
Число пластичности грунта I_p , д.е.	$I_p = W_L - W_p$			
Показатель текучести I_L , д.е.	$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$			
Удельное сцепление c , кПа	Исходные данные			
Угол внутреннего трения φ , град.	Исходные данные			
Условное расчетное сопротивление R_0 , кПа	Прил. А			

Примечание - Удельный вес воды - $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$; ускорение свободного падения $g = 10 \text{ м/с}^2$.

ИГЭ № 14: супесь мягкопластичная, мощность слоя 3,8 м. Удельный вес $\gamma = 17,8 \text{ кН/м}^3$, удельное сцепление $c = 9 \text{ кПа}$, угол внутреннего трения $\varphi = 13^\circ$, модуль деформации $E = 17 \text{ МПа}$, условное расчетное сопротивление $R_0 = 147 \text{ кПа}$.

ИГЭ № 19: глина полутвёрдая, мощность слоя – не вскрыта. Удельный вес $\gamma = 19,2 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 22^\circ$, удельное сцепление $c = 17 \text{ кПа}$, модуль деформации $E = 29 \text{ МПа}$; условное расчетное сопротивление $R_0 = 369 \text{ кПа}$.

Уровень подземных вод вскрыт на отметке 179,5 м. Расчетная глубина промерзания находится на глубине 1,02 м от дневной поверхности грунта. Инженерно-геологические элементы 14 (супесь мягкопластичная) и 19 (глина полутвёрдая) могут служить основанием, т.к. обладают достаточной несущей способностью.

1.2 Нагрузки и конструктивные особенности здания

На практических занятиях предлагается запроектировать фундамент здания и/или сооружения в соответствии с выданным вариантом. Перед началом проектирования необходимо выполнить анализ объемно-планировочных и конструктивных особенностей объекта, в котором указать:

- назначение;
- вид, размеры здания в плане;
- высоту, этажность, высоту этажей;
- конструктивную схему объекта;
- материал и размеры несущих конструкций;
- вид кровли;
- наличие лестнично-лифтовых узлов;

- наличие или отсутствие подвала;
- и т.д.

На практических занятиях предлагается запроектировать отдельно стоящий фундамент колонны или ленточный – кирпичной стены. На фундамент передаются вертикальная, горизонтальная и моментная нагрузки, величины которых либо приведены в исходных данных, либо их надо определить (т.е. собрать нагрузку на обрез фундамента). В таблице исходных данных приведена нагрузка, действующая на уровне обреза фундаментов.

Нагрузки от собственной массы фундамента, грунта на его уступах определяются в ходе расчетов.

1.3 Варианты фундамента

Отличительной особенностью проектирования фундаментов является вариантность. Для типового здания не существует типового фундамента. При выборе того или иного фундамента необходимо учитывать совместную работу основания, фундамента и надземных несущих конструкций здания, инженерно-геологические, гидрогеологические, климатические условия строительной площадки, чувствительность несущих конструкций здания к неравномерным осадкам, крену и другие особенности здания, методы выполнения работ по устройству фундаментов, возможности строительной организации и ряд других факторов. Все это приводит к необходимости разработки нескольких вариантов фундаментов. Наиболее оптимальный из них определяется путем технико-экономического сравнения вариантов.

Проектирование оснований и фундаментов выполняется с учетом следующих положений:

- обеспечение прочности и эксплуатационных требований зданий;
- максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунта;
- максимальное использование прочности материала фундамента;
- достижение минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости.

При учебном проектировании, как правило, необходимо предложить и обосновать типы возможных в данных условиях вариантов фундаментов.

1.4 Проектирование оснований. Предельные состояния оснований

Проектирование оснований является важнейшей составной частью проектирования сооружения в целом.

Проектирование оснований включает обоснованный расчетом выбор [2]:

- типа основания (естественное или искусственное);
- типа конструкции, материала и размеров фундаментов (мелкого или глубокого заложения, ленточные, столбчатые, плитные и др.; железобетонные, бетонные, бутобетонные и др.);
- мероприятий, применяемых при необходимости уменьшения влияния де-

формаций основания на эксплуатационную пригодность сооружений.

Основания должны рассчитываться по двум группам предельных состояний. К **первой** группе предельных состояний (по несущей способности) оснований относятся: потеря устойчивости формы и положения; хрупкое, вязкое или иного характера разрушение, резонансные колебания; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести. Ко **второй** группе (по деформациям) относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию сооружения или снижающие его долговечность вследствие недопустимых перемещений (осадок, прогибов, углов поворота), колебаний, трещин и т.п.

Основания рассчитываются по деформациям во всех случаях [п. 2. 2,2].

Сооружение и его основание должны рассматриваться в единстве, т.е. должно учитываться взаимодействие сооружения со сжимаемым основанием. Поскольку основание лишь косвенно влияет на условия эксплуатации сооружения, состояние основания можно считать предельным лишь в случае, если оно влечет за собой одно из предельных состояний сооружения.

Целью расчета оснований по предельным состояниям является выбор технического решения фундаментов, обеспечивающего невозможность достижения основанием перечисленных выше предельных состояний. При этом должны учитываться не только нагрузка от проектируемого сооружения, но также возможное изменение физико-механических свойств грунтов под влиянием поверхностных или подземных вод, климатических факторов различного вида тепловых источников и т.д. К изменению влажности особенно чувствительны просадочные, набухающие и засоленные грунты; к изменению температурного режима – набухающие и пучинистые грунты.

При проектировании необходимо учитывать, что потеря несущей способности основания, как правило, приводит все сооружение в предельное состояние первой группы. При этом предельное состояние основания и конструкций сооружения совпадают. Деформации основания могут привести сооружение в предельные состояния как второй, так и первой группы; поэтому предельные деформации оснований могут лимитироваться как прочностью, устойчивостью и трещиностойкостью конструкций, так и архитектурными, эксплуатационно-бытовыми и технологическими требованиями, предъявляемыми к сооружению или размещенному в нем оборудованию.

2 Расчет фундаментов мелкого заложения (ФМЗ)

При проектировании ФМЗ варьируют глубиной заложения и шириной подошвы фундамента.

Проектирование фундамента мелкого заложения сводится к определению опалубочных размеров фундамента, глубины заложения. Примеры расчетов фундаментов мелкого заложения рассмотрены в [6,7]. Расчет по деформациям фундаментов мелкого заложения методом послойного суммирования выполняется по приложению 2 [2].

Для назначения предварительных размеров подошвы фундамента мелкого заложения (ФМЗ), пользуются значением условной несущей способности грунтов R_o . Необходимо помнить, что R_o приведено для фундаментов, имеющих ширину $b=1$ м и глубину заложения $d=2$ м.

2.1 Назначение глубины заложения подошвы фундамента на естественном основании

Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки (уровень DL) или пола подвала до подошвы фундаментов [2] и зависит:

- от назначения и конструктивных особенностей сооружения (наличия и размеров подвала, фундаментов под оборудование и т.д.);
- инженерно – геологических и гидрогеологических условий площадки строительства (физико – механических свойств грунтов, характера их напластований, уровня подземных вод и верховодки, степени их агрессивности и др.);
- глубины сезонного промерзания грунтов;
- глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, глубины прокладки коммуникаций и т.п.;
- размера и характера нагрузок и воздействия на фундаменты;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории.

При выборе глубины заложения фундаментов рекомендуется:

- предусматривать заглубление подошвы фундамента в несущий слой грунта **10 ÷ 15 см**;
- избегать наличия под подошвой фундамента слоя грунта малой толщины, если его строительные свойства значительно хуже свойств подстилающего слоя;
- закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.

Глубина заложения подошвы фундаментов d наружных стен и колонн исходя из учета климатического фактора определяется из условия

$$d \geq d_f,$$

где d_f - расчетная глубина промерзания грунтов, вычисляется по формуле 1 данного пособия.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения назначается с учетом таблицы 2 [2] или таблицы А.9 приложения А данного пособия и согласно схемам, приведенным на рисунке 1. Глубина заложения подошвы фундамента в пучинистых грунтах принимается не менее расчетной глубины их сезонного промерзания (во избежание возможного выпучивания фундаментов).

Допускается назначать глубину заложения подошвы фундаментов неза-

висимо от расчетной глубины промерзания d_f , если несущим слоем является грунт, не имеющий пучинистых свойств (см. таблицу А.9) приложения А. К практически непучинистым относятся крупнообломочные грунты, пески гравелистые, крупные и средней крупности.

Если несущий слой оснований имеет небольшое расчетное сопротивление, следует увеличить глубину заложения фундаментов с учетом инженерно-геологических условий.

Анализ исходных данных (инженерно-геологическая ситуация и конструктивные особенности объекта) выполняется с помощью расчетной схемы, на которой приводятся: инженерно-геологический разрез площадки строительства с указанием наименований инженерно-геологических элементов, их мощности, условных расчетных сопротивлений R_0 каждого элемента, уровня подземных вод, уровня расчетной глубины промерзания.

2.2. Расчет оснований фундаментов мелкого заложения по 2 группе предельных состояний

В большинстве случаев расчет системы «основание – фундамент» по деформациям является основным и достаточным [2, п. 2.2]. Цель расчета – предотвращение чрезмерных и неравномерных осадок оснований, при достижении которых возможно нарушение нормальной эксплуатации сооружения [2, пп.2.34-2.40]. Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок.

При оценке деформативности оснований исходят из условия совместной работы сооружения и основания, что в общем случае характеризуется абсолютной расчетной осадкой отдельных фундаментов S .

В процессе расчета по деформациям определяются размеры подошвы фундамента по уточненному сопротивлению грунта R и проверяется условие

$$S \leq S_u, \quad (2)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения (предельно допустимые величины осадок средних или максимальных, крепов, относительной разницы осадок даны в приложении 4 [2] или в таблице А.13 приложения А данного пособия).

На практических занятиях достаточно рассчитать фундаменты в следующей последовательности:

1. Сбор нагрузок, действующих на фундамент (нагрузки приводятся в исходных данных);
2. Определение расчетных характеристик грунта и оценка инженерно-геологических условий площадки строительства (R_0) (см. таблицу 1);
3. Выбор глубины заложения фундамента;

4. Вычисление величины расчетного сопротивления R основания для принятой ширины подошвы и глубины заложения фундамента;

5. Проверка давления по подошве;

6. Расчёт осадки фундамента (неравномерности осадки). Сравнение полученных величин деформаций с предельно допустимыми их значениями [2, прил. 4 или таблица А.13 приложения А];

Полученное значение осадки больше предельно допустимой величины - изменяют основные размеры фундамента (глубины заложения, площади подошвы, соотношения сторон, ширины подошвы), пока не будут удовлетворены условия расчета по деформациям.

7. Конструирование фундамента.

2.3. Определение размеров подошвы фундаментов мелкого заложения

После оценки инженерно – геологических условий стройплощадки, определения несущего слоя грунта и его физико-механических характеристик, назначения глубины заложения подошвы d , а также сбора нагрузок на обрез фундамента вычисляются предварительные размеры подошвы фундамента в плане:

$$A_{предв} = \frac{\sum N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d}, \text{ м}^2 \quad (3)$$

где $A_{предв}$ – предварительная площадь подошвы фундамента, которая определяется: $A_{пред} = 1,0 \cdot b_{предв}$ – для ленточного фундамента; $A_{пред} = b_{предв} \cdot l_{предв}$ – для отдельно стоящего фундамента с прямоугольной в плане подошвой;

$l_{предв}$ – предварительная длина подошвы фундамента; $\frac{l}{b} = 1,2 \dots 1,4$ в среднем;

$\sum N$ – суммарная вертикальная нагрузка на обрез фундамента от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (кН/п.м., кН);

γ_{cp} – осредненное значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, кН/м³; $\gamma_{cp} \cong 20 \text{ кН/м}^3$.

Определяют расчетное сопротивление грунта R по формуле 7 [2], с учетом ширины подошвы фундамента $b_{предв}$ и назначенной глубины заложения d , т.е.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (4)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3 [2] либо по таблице А.10 приложения А данного пособия;

$k = 1,0$ (в случае курсового проекта) – коэффициент, учитывающий метод определения прочностных характеристик грунта;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице 4 [2] или по таблице A.11 приложения A данного пособия;

$k_z = 1.0$ – коэффициент для подошвы фундамента $b \leq 10,0$ м;

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – удельный вес грунтов, залегающих ниже подошвы фундаментов (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ;

γ'_{II} – удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

c_{II} – удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ;

d_1 – глубина заложения подошвы фундамента бесподвальных зданий от уровня планировки.

При наличии в здании подвала d_1 (приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала), определяется по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} \quad (5)$$

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

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

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

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м – $d_b = 0$).

Полученные размеры b_{ym}, l_{ym} округляются до величины, кратной 300 (100) мм.

2.4 Проверка принятых размеров подошвы фундамента

Цель расчёта – определить средние p_{cp} , максимальные p_{max} и минимальные p_{min} давления подошвы фундамента и сравнить их с расчётным сопротивлением грунта:

$$p_{cp} = \frac{N_\Sigma}{A} \leq R, \quad (6)$$

$$p_{max} = \frac{N_\Sigma}{A} + \frac{M_\Sigma}{W} \leq 1,2R, \quad (7)$$

$$p_{min} = \frac{N_\Sigma}{A} - \frac{M_\Sigma}{W} \geq 0, \quad (8)$$

где p_{cp}, p_{max} и p_{min} – соответственно среднее, максимальное и минимальное давления подошвы фундамента на основание, кПа ;

N_{Σ} – расчётная вертикальная нагрузка на основание с учётом веса фундамента и грунта на его уступах, кН;

M_{Σ} – расчётный момент относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, кН·м;

A – площадь подошвы, м²;

R – расчётное сопротивление грунта под подошвой фундамента, кПа;

W – момент сопротивления по подошве фундамента, м³;

$$W = \frac{bl^2}{6}, \quad (9)$$

где l – длина подошвы фундамента, м;

b – ширина подошвы фундамента, м.

Определяем нормальную N_{Σ} и моментную суммарные нагрузки M_{Σ} , действующие на основание

$$N_{\Sigma} = N + V_{\phi} \cdot \gamma_{cp} = N + A_{\phi} \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{cp}, \quad (10)$$

$$M_{\Sigma} = M + Q \cdot d_{\phi}, \quad (11)$$

где N, M, Q – соответственно вертикальная, моментная и поперечная нагрузка на обрез фундамента, кН;

$V_{\phi} \cdot \gamma_{cp} = A_{\phi} \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{cp}$ нагрузки от веса фундамента и грунта на его уступах, кН;

A_{ϕ} – площадь подошвы фундамента, м²;

d_{ϕ} – высота фундамента, м.

Если условия не удовлетворяются, следует изменить размеры подошвы фундамента и/или глубину заложения подошвы и путём повторных расчетов добиться выполнения условий.

Согласно требованиям экономичного проектирования фундаментов при выполнении условий (6,7) недонапряжение не должно превышать более 10%.

2.5 Расчет деформаций оснований фундаментов мелкого заложения

Определение осадки фундамента здания и сооружений может быть выполнено несколькими способами; один из основных – метод послойного суммирования, который рекомендуется СНиП [2, приложение 2]. По этому методу величина осадки фундамента определяется по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (12)$$

где $\beta = 0,8$ – безразмерный коэффициент;

σ_{zpi} – среднее дополнительное вертикальное напряжение в i -м слое грунта, кПа;

h_i – мощность i -го слоя грунта, м;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта, кПа;

n – число слоёв, на которое разбита сжимаемая толщина основания H_c .

Сжимаемая толщина основания H_c определяется как расстояние от подошвы фундамента до нижней границы сжимаемой толщи; на рисунке 1 нижняя граница обозначена символами В.С. При этом В.С находится на той глубине под подошвой фундамента, где выполняется условие

$$\sigma_{zpi}=0,2\sigma_{zgi} \quad (13)$$

Таким образом, расчёт начинается с построения эпюр бытовых σ_{zgi} и дополнительных σ_{zpi} давлений, после чего определяется нижняя граница сжимаемой толщи, а затем определяется осадка S по формуле 12. Расчет осадки методом послойного суммирования рекомендуется выполнять в табличной форме (см. таблицу 2).

Таблица 2 – Определение деформации основания фундамента

Расстояние от подошвы фундамента до подошвы i -того слоя z_i , м	Мощность i слоя грунта h_i , м	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент $\xi=2z/b$ (таблица 1, прил.2, [2])	Коэффициент α (таблица 1, прил.2, [2])	Дополнительное давление σ_{zpi} , кПа	Природное давление σ_{zgi} , кПа	$0.2\sigma_{zgi}$ кПа	Модуль деформации E , кПа	Осадка слоя S_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Порядок расчета осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования

- 1) вычерчивается расчетная схема (рисунок 1), на которой показывается расположение фундамента в грунтовом массиве;
- 2) массив грунта ниже подошвы фундамента разбивается на элементарные слои мощностью

$$h_i \leq 0,4b,$$

где b – ширина подошвы фундамента.

Границы элементарных слоев должны совпадать с границами геологических слоёв и с уровнем подземных вод (УПВ).

- 3) определяются значения вертикальных напряжений от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента и на границе каждого элементарного слоя грунта по формуле (графы 2,3,7, таблицы 2.1)

$$\sigma_{zgi}=\sigma_{zg0}+\sum \gamma_i h_i, \quad (14)$$

где σ_{zg0} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, определяемое по формуле:

$$\sigma_{zg0} = \sum \gamma_i \cdot d_0, \text{кПа}$$

γ_i – удельный вес грунта слоёв, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

d_0 – глубина заложения подошвы фундамента, м.

Если фундамент находится в акватории, то природное (бытовое) давление в плоскости подошвы фундамента определяется от поверхности водотока, с учётом веса воды, м.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод должен определяться с учётом взвешивающего действия воды (таблица 1). В водоупорном слое грунта напряжение от собственного веса грунта в любом горизонтальном сечении определяют без учёта взвешивающего действия воды.

По результатам расчёта строится эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта σ_{zgi} слева от оси фундамента в масштабе 1 см = 100 кПа.

4) Определяются значения дополнительных вертикальных нормальных напряжений по оси фундамента σ_{zpi} под подошвой фундамента до глубины, около **6-8 b**, в каждом элементарном слое мощностью не более **0,4 b**, где **b** – ширина подошвы фундамента. При этом границы элементарных слоёв должны совпадать с границами инженерно-геологических элементов и уровнем подземных вод.

Дополнительное вертикальное напряжение в грунте в уровне подошвы фундамента определяют по формуле

$$p_0 = \sigma_{zpo} = p_{cp} - \sigma_{zgo}, \quad (15)$$

где p_{cp} - среднее давление на грунт от нормативных постоянных нагрузок, кПа (6).

Дополнительные вертикальные напряжения в грунте вычисляются по формуле (графы 4,5,6 таблицы 4)

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \cdot \sigma_{zp}, \quad (16)$$

где α_i – коэффициент, принимаемый по таблице 1 приложения 2 СнИП [2] или по таблице А.5 приложения А в зависимости от соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ и относительной глубины, равной $\xi = 2z/b$, где z – расстояние до границы элементарного слоя от подошвы фундамента.

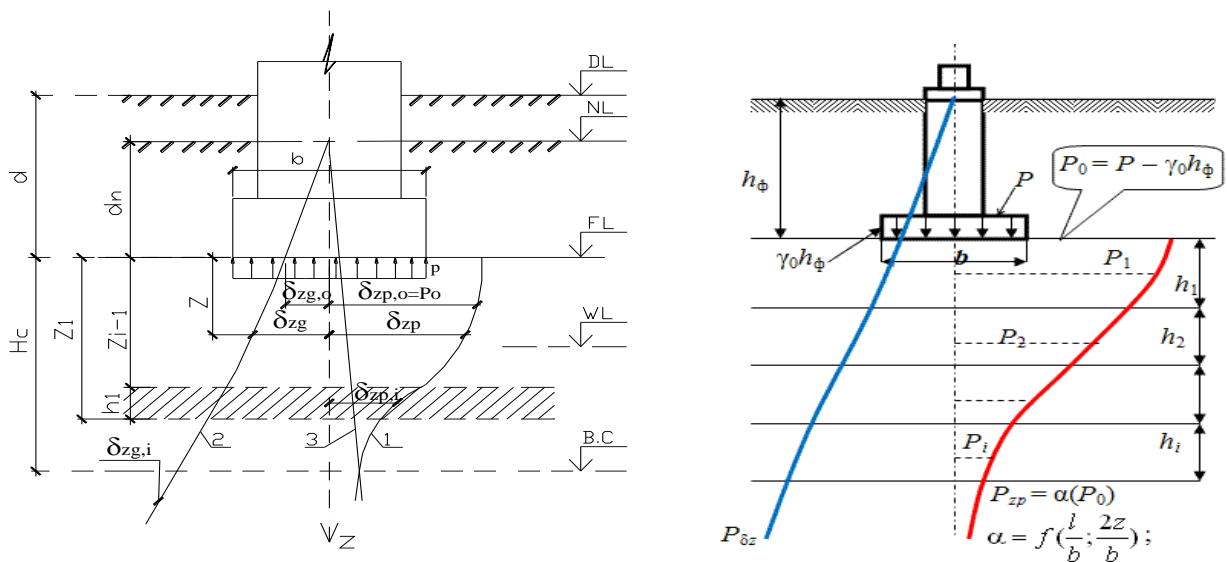


Рисунок 1 – Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве:

1 – эпюра давления от сооружения; **2** – эпюра бытового давления; **3** – линия **0,2** бытового давления; **DL** – отметка планировки; **NL** – отметка поверхности природного рельефа; **FL** – отметка подошвы фундамента; **WL** – уровень подземных вод; **В.С** – нижняя граница сжимаемой толщи; **d** и **d_n** – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; **b** – ширина фундамента; **p** – среднее давление под подошвой фундамента; **p₀** – дополнительное давление на основание; σ_{zg} и $\sigma_{zg,o}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине **z** от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,o}$ – дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине **z** от подошвы фундамента и на уровне подошвы; **H_c** – глубина сжимаемой толщи

При построении эпюры σ_{zpi} значения дополнительных напряжений откладываются вправо от оси фундамента в том же масштабе (в 1 см – 100 кПа).

5) Определение нижней границы сжимаемой толщи (**В.С**). Она находится на той глубине по оси фундамента, где соблюдается условие

$$\sigma_{zpi} = 0,2 \sigma_{zgi} . \quad (17)$$

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации **E < 5,0 МПа** или такой слой залегает непосредственно ниже **В.С**, то нижняя граница определяется из условия

$$\sigma_{zpi} = 0,1 \sigma_{zgi} . \quad (18)$$

Границу **В.С** можно получить графически, построив справа от оси фундамента эпюру фундамента **0,2 σ_{zgi}** или **0,1 σ_{zgi}** . В точке пересечения с эпюрой

σ_{zpi} получим границу **В.С.** Величина сжимаемой толщи H_c - это расстояние по вертикали от отметки заложения фундамента **FL** до **В.С.**

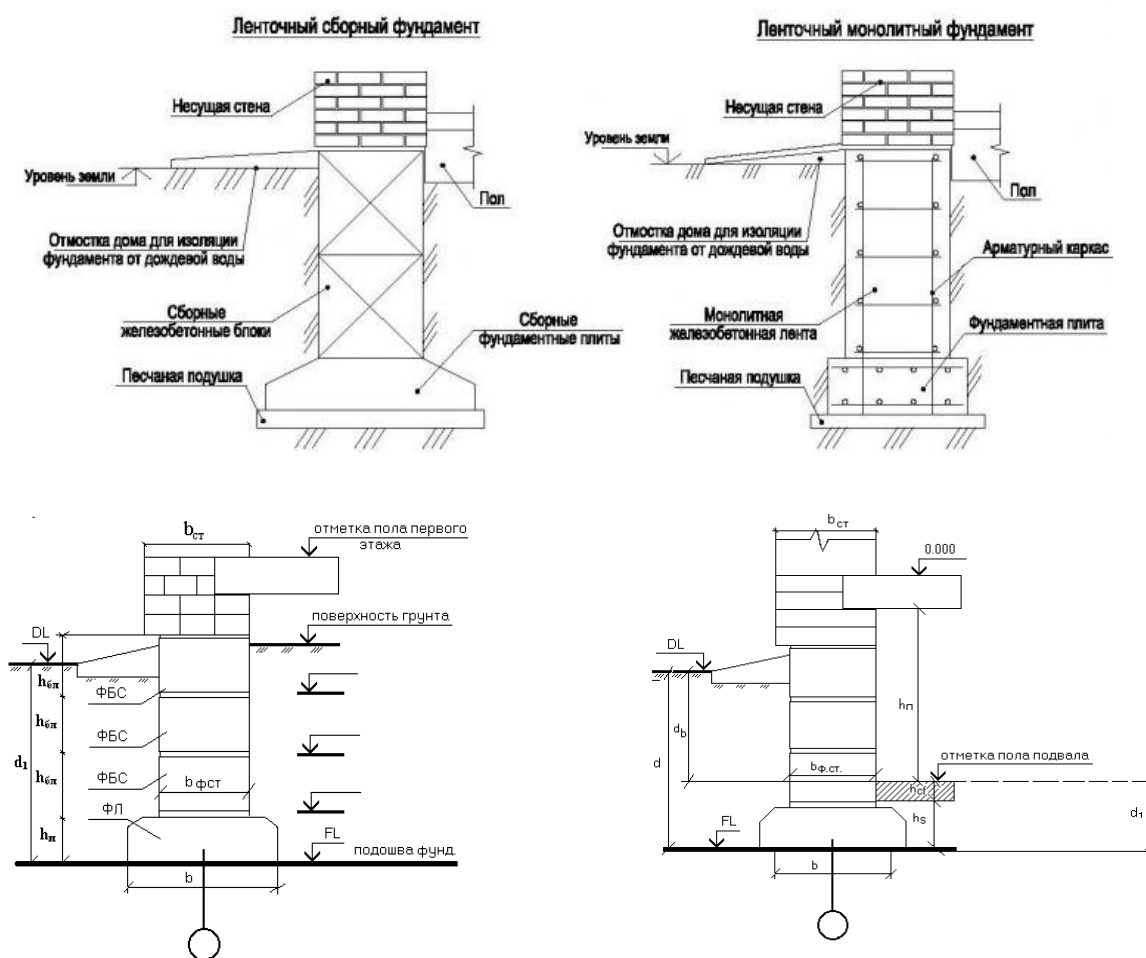
б) Определение осадки каждого слоя основания по (12).

Деформация основания фундамента $S(12)$ получается суммированием величины осадки каждого слоя в пределах глубины сжимаемой толщи H_c .

Полученную расчетную величину осадки фундамента $S(12)$ необходимо сравнить с нормативной предельной деформацией основания [2, приложение 4 или таблице А.13 приложения А данного пособия].

2.6 Конструирование фундаментов

Далее производится конструирование фундамента. Для ленточных стеновых фундаментов по значению $b_{ум}$ принимаются соответствующие подушки (ФЛ) по таблице А.14 приложения А данного пособия. Если размер подошвы фундамента $b_{ум}$ больше размеров сборных подушек, то принимается монолитный вариант фундамента (ФЛм). На рисунке 2 представлены сечения стеновых ленточных фундаментов в сборном и монолитном вариантах. Номенклатура блоков ФБС приведена в таблице А.15 приложения А данного пособия.



а) Фундаменты из сборных железобетонных элементов (бесподвальный вариант)

б) Фундаменты из сборных железобетонных элементов (здание с подвалом)

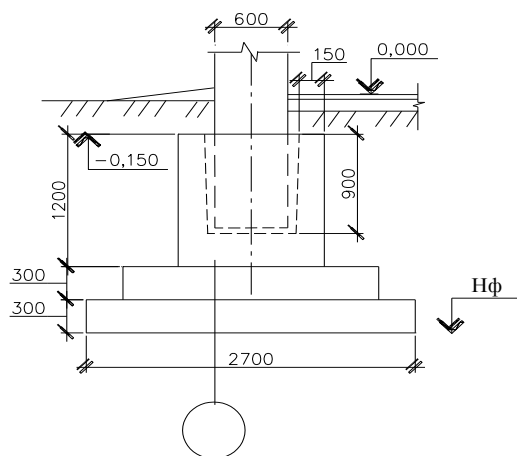
Рисунок 2 - Типы ленточных фундаментов

Конструирование отдельно стоящих фундаментов колонн чаще всего производится в монолитном исполнении (рисунок 3). Отметка верха фундаментов при железобетонном каркасе принимается на 150 мм ниже отметки чистого пола зданий. Высота подколонника (стаканной части) определяется условием заделки в стаканы типовых колонн. Зазоры между колонной и стенками стакана составляют с каждой стороны 50 мм внизу и 75 мм вверху, торец колонны не доходит до дна стакана на 50 мм. Минимальная толщина стенок стакана 150 мм.

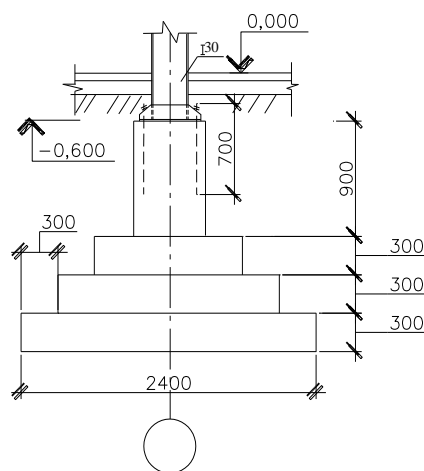
Форму подошвы отдельных фундаментов при центральной нагрузке рекомендуется принимать квадратной, если этому не препятствуют подземные сооружения, фундаменты под оборудование и т.п. При внецентренной нагрузке подошву фундамента рекомендуется принимать прямоугольной формы с соотношением сторон прямоугольной подошвы фундамента $1:1,2$; $1:1,4$ фундамента.

Монолитные железобетонные фундаменты рекомендуется проектировать с плитной частью ступенчатого типа.

Размеры в плане подошвы фундамента, ступеней, подколонника рекомендуется принимать кратным 300 мм. Высоту ступеней рекомендуется назначать равной 300, 450, а при большой высоте плитной части фундамента – 600



а) монолитный фундамент железобетонной колонны



б) монолитный фундамент металлической колонны

Рисунок 3 - Типы отдельностоящих фундаментов

мм. Высоту фундамента рекомендуется назначать кратной 300 мм (от 1500 до 4200 мм).

Под монолитными фундаментами независимо от подстилающих грунтов рекомендуется предусматривать устройство бетонной (из бетона класса B7,5) или песчаной подготовки толщиной 100 мм.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- 1 ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. – М.: МНТКС, изд-во стандартов, - 29 с.
- 2 СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений/Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1995.-42 с.
- 3 СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 48 с.
- 4 СП 50-101-2004. Свод правил по проектированию и строительству. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.- . – М. : ФГУП ЦПП, 2005. – 171 с.
- 5 СП 50-102-2003. Свод правил по проектированию и строительству. Проектирование и устройство свайных фундаментов. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 109 с.
- 6 Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов.- М.: Стройиздат, 1978.
- 7 Берлинов М.В., Ягулов Б.А. Расчет оснований и фундаментов: учебник для ср. спец. учеб. заведений. - 2-е изд., перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 2004.- 272 с.: ил.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

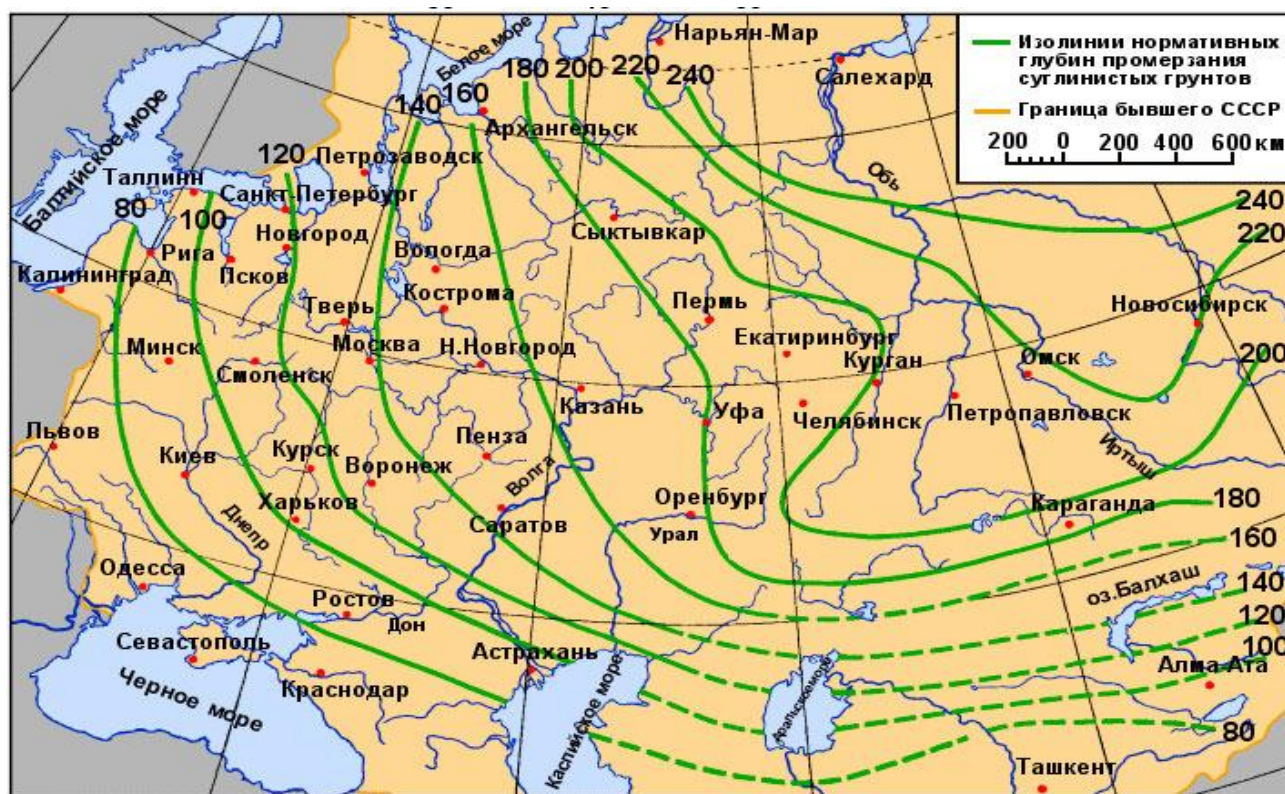


Рисунок А.1- карта нормативных глубин промерзания грунтов

Таблица А.1 – Наименования песчаных грунтов по крупности [1, табл. Б.9]

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков	Размер частиц d , мм	Содержание частиц, % по массе
Крупнообломочные: - валунный (при преобладании неокатанных частиц - глыбовый) - галечниковый (при неокатанных гранях - щебенистый) - гравийный (при неокатанных гранях - дресвяный)	> 200	> 50
	> 10	> 50
	> 2	> 50
Пески: - гравелистый - крупный - средней крупности - мелкий - пылеватый	> 2	> 25
	$> 0,50$	> 50
	$> 0,25$	> 50
	$> 0,10$	≥ 75
	$> 0,10$	< 75

Примечание. Для установления наименования грунта последовательно суммируются проценты частиц исследуемого грунта: сначала крупнее 2 мм, затем крупнее 0,5 мм и т.д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице.

Таблица А.2 – Наименование песчаных грунтов по плотности сложения
[1, табл. Б.12]

Разновидность песков	Коэффициент пористости e , д.е.		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотный	$e \leq 0,55$	$e \leq 0,60$	$e \leq 0,60$
Средней плотно- сти	$0,55 < e \leq 0,70$	$0,60 < e \leq 0,75$	$0,60 < e \leq 0,80$
Рыхлый	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$

Таблица А.3 – Наименование песчаных грунтов по степени влажности
[1, табл. Б.11]

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

Таблица А.4 – Наименование глинистых грунтов по числу пластичности
[1, табл. Б.16]

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

Таблица А.5 – Наименование глинистых грунтов по показателю текучести [1, табл. Б.19]

Разновидности глинистых грунтов	Показатель текучести I_L , д.е.
Супеси:	
твердые	$I_L < 0$
пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
текучие	$I_L > 1$
Суглинки и глины:	
твердые	$I_L < 0$
полутвердые	$0 < I_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1,00$
текучие	$I_L > 1$

Таблица А.6 – Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов [2, прил.3, табл. 2]

Пески	Значение R_0 , кПа (кгс/см ²)	
	плотные	средней плотности
крупные	600 (6,0)	500 (5,0)
средней крупности	500 (5,0)	400 (4,0)
мелкие:		
маловлажные	400 (4,0)	300 (3,0)
влажные и насыщенные водой	300 (3,0)	200 (2,0)
пылеватые:		
маловлажные	300 (3,0)	250 (2,5)
влажные	200 (2,0)	150 (1,5)
насыщенные водой	150 (1,5)	100 (1,0)

Таблица А.7 – Расчетные сопротивления R_0 глинистых (непросадочных) грунтов [2, прил.3, табл. 3]

Глинистые грунты	Коэффициент пористости	Значение R_0 , кПа (кгс/см ²) при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300 (3,0)	300 (3,0)
	0,7	250 (2,5)	200 (2,0)
Суглинки	0,5	300 (3,0)	250 (2,5)
	0,7	250 (2,5)	180 (1,8)
	1,0	200 (2,0)	100 (1,0)
Глина	0,5	600(6,0)	400(4,0)
	0,6	500(5,0)	300(3,0)
	0,8	300(3,0)	200(2,0)
	1,1	250(2,5)	100(1,0)

Таблица А.8- Значение коэффициента k_h [2, таблица 1]

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам				
	0 °С	5 °С	10 °С	15 °С	20 °С
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
- по грунту;	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
- на лагах по грунту;	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
- по утепленному цокольному перекрытию	1.0	1.0	0.9	0.8	0.7
С подвалом или техническим подпольем	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4

Примечание: для наружных фундаментов и фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$.

Таблица А.9 - Значение глубины заложения фундамента [2, таблица 2]

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	Не зависит от d_f
Супеси с показателем $I_L < 0$	Не менее d_f	Не зависит от d_f
Супеси с показателем $I_L \geq 0$	Не менее d_f	Не менее d_f
Суглинки, глины при показателе текучести $I_L \geq 0.25$	Не менее d_f	Не менее d_f
Суглинки, глины при показателе текучести $I_L < 0.25$	Не менее d_f	Не менее $0.5 d_f$

Таблица А.10 - Значения коэффициентов γ_{c1} , γ_{c2} [2, таблица 3]

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения к высоте L/H , равной	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные и песчаные, кроме мелких и пылевых	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
Пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Таблица А.11 - Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c [2, таблица 4]

Угол внутр. трения фн, град.	Коэффициенты			Угол внутр. трения фн, град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
11	0.21	1.83	4.29	26	0.84	4.37	6.90
12	0.23	1.94	4.42	27	0.91	4.64	7.14
13	0.26	2.05	4.55	28	0.98	4.93	7.40
14	0.29	2.17	4.69	29	1.06	5.25	7.67
15	0.32	2.30	4.84	30	1.15	5.59	7.95
16	0.36	2.43	4.99	31	1.24	5.95	8.24
17	0.39	2.57	5.15	32	1.34	6.34	8.55
18	0.43	2.73	5.31	33	1.44	6.76	8.88
19	0.47	2.89	5.48	34	1.55	7.22	9.22
20	0.51	3.06	5.66	35	1.68	7.71	9.58
21	0.56	3.24	5.84	36	1.81	8.24	9.97
22	0.61	3.44	6.04	37	1.95	8.81	10.37
23	0.69	3.65	6.24	38	2.11	9.44	10.80
24	0.72	3.87	6.45	39	2.28	10.11	11.25
25	0.78	4.11	6.67	40	2.46	10.85	11.73

Таблица А.12 - Значение коэффициента α [2, приложение 2, таблица 1]

$\xi = 2z/b$ ($\xi = z/b$)	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,436	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания: 1. Условные обозначения: b – ширина или диаметр фундамента;

l – длина фундамента.

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

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

Таблица А.13 - Предельные деформации основания [2, приложение 4]

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок	Крен	Средняя осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
- железобетонным	0,002	-	(8)
- стальным	0,004	-	(12)
2 Здания, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок.	0,006	-	(15)
3 Многоэтажные бескаркасные здания со стенами:			
- из крупных панелей	0,0016	0.005	10
- блоков или кирп. кладки без армир.	0,0020	0.005	10
- то же с армированием	0,0024	0.005	15

Таблица А.14 - номенклатура фундаментных плит ФЛ

Типоразмер плиты и марка	Размеры плиты, мм			Справочная масса плиты, т
	ширина <i>B</i>	длина <i>L</i>	высота <i>H</i>	
1	2	3	4	5
ФЛ 6.24	600	2380	300	1.0
ФЛ 6.12		1180		0.52
ФЛ 8.24	800	2380		1.4
ФЛ 8.12		1180		0.69
ФЛ 10.24	1000	2380	300	1.5
ФЛ 10.12		1180		0.75
ФЛ 10.8		780		0.5
ФЛ 12.24	1200	2380		1.8
ФЛ 12.12		1180		0.87
ФЛ 12.8		780		0.57
ФЛ 14.24	1400	2380		2.1
ФЛ 14.12		1180		1.0
ФЛ 14.8		780		0.69

ФЛ 16.24	1600	2380		2.5
ФЛ 16.12		1180		1.2
ФЛ 16.8		780		0.8
ФЛ 20.12	2000	1180	500	2.4
ФЛ 20.8		780		1.6
ФЛ 24.12	2400	1180		2.8
ФЛ 24.8		780		1.9
ФЛ 28.12	2800	1180		3.4
ФЛ 28.8		780		2.2
ФЛ 32.12	3200	1180		4.0
ФЛ 32.8		780		2.6

Таблица А.15 - номенклатура фундаментных блоков ФБС

Марка элемента	Основные размеры блока, мм		
	длина l	ширина b	высота h
ФБС	2380	300	580
		400	
		500	
		600	
	1180	400	580
		500	
		600	
		400	580
		500	
		600	
	880	300	580
		400	
		500	
		600	

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	1
МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ РАСЧЕТОВ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ.....	1
1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ.....	2
1.1 Инженерно-геологические условия	2
1.2 Нагрузки и конструктивные особенности здания.....	5
1.3 Варианты фундамента.....	6
1.4 Проектирование оснований. Предельные состояния оснований ..	6
2 Расчет фундаментов мелкого заложения (ФМЗ).....	7
2.1 Назначение глубины заложения подошвы фундамента на естест- венном основании	8
2.2. Расчет оснований фундаментов мелкого заложения по 2 группе предельных состояний	9
2.3. Определение размеров подошвы фундаментов мелкого заложе- ния	10
2.4 Проверка принятых размеров подошвы фундамента	11
2.5 Расчет деформаций оснований фундаментов мелкого заложения...	12
2.6 Конструирование фундаментов	16
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	18
ПРИЛОЖЕНИЕ А	19