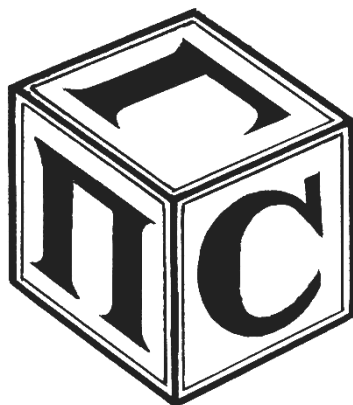


МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальностей 6-05-0732-02
«Экспертиза и управление недвижимостью»
и 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений»
дневной и заочной форм обучения*



Могилев 2026

УДК 624.15
ББК 38.7
М55

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«28» ноября 2025 г., протокол № 4

Составитель ст. преподаватель О. М. Лобикова

Рецензент ст. преподаватель Н. В. Курочкин

Методические рекомендации к курсовому проектированию предназначены для студентов специальностей 6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью» и 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» дневной и заочной форм обучения.

Содержат общие требования к порядку выполнения и оформления курсовой работы.

Учебное издание

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 56 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.

Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2026

Содержание

1 Общие положения	4
2 Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки	6
2.1 Определение физико-механических характеристик и наимено- вания грунтов	6
2.2 Построение инженерно-геологического разреза	8
3 Расчет и конструирование плитного фундамента на естественном основании	9
3.1 Назначение глубины заложения фундаментов	9
3.2 Определение размеров подошвы центрально- и внецентренно- нагруженных фундаментов	11
3.3 Расчет оснований плитных фундаментов по деформациям.....	18
3.4 Проверка прочности подстилающего слоя	20
3.5 Конструирование фундаментов мелкого заложения	21
4 Проектирование фундаментов на искусственных основаниях	22
4.1 Общие сведения проектирования фундаментов на искусствен- ных основаниях	22
4.2 Проектирование грунтовых (песчаных) подушек	23
5 Расчет и конструирование свайного фундамента	26
5.1 Конструирование железобетонной сваи	26
5.2 Определение глубины заложения и назначения размеров ростверка	29
5.3 Предварительное определение размеров свай	31
5.4 Расчет свайного фундамента	31
5.5 Технологические особенности по устройству свайного фунда- мента	37
6 Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов	40
Список литературы	41
Приложение А	43
Приложение Б	46

1 Общие положения

Методические рекомендации к выполнению курсовой работы составлены в соответствии с учебно-программной документацией образовательных программ высшего образования по учебной дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты».

При разработке методических рекомендаций учтены требования ТНПА [1–6]. При изменении нормативно-законодательной базы алгоритмы расчетов корректируют, приводя их в соответствие с требованиями, установленными на дату выполнения курсовой работы.

Целью курсового проектирования по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» является формирование навыков у студентов применять теоретические знания при практическом решении задач по проектированию оснований и фундаментов. Для выполнения курсовой работы предусмотрено 30 часов. Курсовая работа оценивается в 1 зачетную единицу.

Тема курсовой работы: «Проектирование оснований и конструирование фундаментов промышленного или гражданского здания». Исходными данными для разработки курсовой работы служат схема здания, инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки, нормативные и расчетные нагрузки и воздействия, действующие на обресе проектируемых фундаментов, которые задаются в соответствии с шифром обучающегося (перечень вариантов исходных данных хранится на кафедре).

При выполнении курсовой работы обучающиеся разрабатывают два варианта: проект фундаментов мелкого заложения и проект свайных фундаментов.

Проекты разрабатываются для одних и тех же инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, объекта строительства, сечений (фундамент под колонну или фундамент под стену).

Материалы курсовой работы представляются в виде пояснительной записки объемом 40...60 страниц и графической части объемом 5–6 листов формата А3.

Содержание расчетно-пояснительной записки.

Титульный лист.

Содержание.

Задание на выполнение курсовой работы.

Введение (краткая характеристика площадки строительства, характеристика конструкций, приводится заданная схема здания, таблица с нормативными и расчетными значениями усилий на обресе заданного сечения фундаментов и таблица с исходными заданными характеристиками физических свойств грунтов по варианту, мощности слоев грунта, абсолютные отметки устья скважин и уровня подземных вод.

1 Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки с разработкой инженерно-геологического разреза и нанесенными контурами фундаментов.

2 Расчет и конструирование плитного фундамента (определение глубины заложения, размеров подошвы, осадки фундамента, при необходимости – про-

верка прочности подстилающего слоя грунта основания).

3 Расчет и конструирование свайного фундамента (определение геометрических характеристик свай, их несущей способности, расположение свай в плане, определение осадки, при необходимости – определение отказа сваи и подбор копрового оборудования).

4 Расчет фундаментов, возводимых на искусственных основаниях (при необходимости).

5 Технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов.

6 Технология производства работ по устройству фундаментов выбранного варианта.

7 Общие указания технической эксплуатации фундаментов, охране труда и окружающей природной среды.

Заключение.

Список использованной литературы.

В расчетно-пояснительной записке приводятся обоснования технических решений и расчеты с расчетными схемами и эскизами, выполненными в удобном масштабе.

Содержание и правила оформления графической части курсовой работы.

Графическая часть курсовой работы выполняется на листах формата А3 и формируется в соответствии с требованиями [7] в следующем составе:

– лист 1 – общие данные, инженерно-геологический разрез с нанесенными контурами фундаментов в проектируемом сечении, условные обозначения;

– лист 2 – схема расположения плитных фундаментов (фундаменты мелкозаложения) с привязкой подошвы к разбивочным осям, необходимые спецификации элементов, примечания;

– лист 3 – сечения рассчитываемых плитных фундаментов (масштаб 1 : 10, 1 : 50), узлы сопряжений (с изображениями конструкций фундамента от отметки 0,00 до отметки FL , гидроизоляции в зависимости от уровня грунтовых вод, отмостки, конструкции пола, всех размеров и марок типовых элементов, абсолютными и относительными отметками и т. д.), спецификации элементов, схема к расчету осадки плитного фундамента, примечания;

– лист 4 – схемы расположения свай и ростверков с привязкой свай и подошвы ростверков к разбивочным осям, спецификации элементов, примечания;

– лист 5 – сечения рассчитываемых свайных фундаментов (масштаб 1 : 10, 1 : 50 (с изображениями конструкций фундамента; гидроизоляции в зависимости от уровня грунтовых вод, отмостки, всех размеров и марок типовых элементов, абсолютными и относительными отметками, заделкой голов свай в ростверк и т. д.), узлы сопряжений сечения рассчитываемых фундаментов, спецификация элементов, схема к расчету осадки свайного фундамента, примечания;

– лист 6 – решения по устройству фундаментов на искусственных основаниях (при необходимости), спецификация элементов, примечания.

2 Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки

Оценка инженерно-геологических условий площадки начинается с изучения напластования грунтов. По исходным данным следует определить физико-механические характеристики грунтов, провести оценку строительных свойств грунтов, построить инженерно-геологический разрез строительной площадки, определить категорию сложности оснований фундаментов, разработать заключение по строительной площадке.

2.1 Определение физико-механических характеристик и наименования грунтов

Определение наименования грунтов.

Наименование песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Вид песчаного грунта по гранулометрическому составу [2]

Вид песчаного грунта	Размер частиц, мм	Масса воздушно-сухого грунта, %
Гравелистый	Крупнее 2	Более 25
Крупный	Крупнее 0,5	Более 50
Средний	Крупнее 0,25	Более 50
Мелкий	Крупнее 0,1	75 и более
Пылеватый	Крупнее 0,1	Менее 75

Плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot w}, \quad (2.1)$$

где ρ – плотность грунта, г/см³;

w – природная влажность грунта, %.

Коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности

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

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

ρ_d – плотность грунта в сухом состоянии, г/см³.

Степень влажности грунта

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot 0,01 \cdot w}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.3)$$

где ρ_w – плотность воды, $\rho_w = 1000 \text{ кг/м}^3 = 1 \text{ г/см}^3$.

По величине коэффициента пористости и степени влажности определяется разновидность песчаных грунтов (таблицы 2.2 и 2.3).

Таблица 2.2 – Разновидность песчаных грунтов по плотности сложения [2]

Вид песчаного грунта	Разновидность песчаных грунтов по плотности		
	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
Гравелистый, крупный, средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 2.3 – Разновидности песчаных грунтов по степени влажности [2]

Степень влажности S_r	Разновидность песчаных грунтов по степени влажности
$0 < S_r \leq 0,5$	Маловлажный
$0,5 < S_r \leq 0,8$	Влажный
$0,8 < S_r \leq 1$	Насыщенный водой

Наименование пылевато-глинистых грунтов (таблица 2.4) определяют по числу пластичности

$$I_p = w_L - w_p, \quad (2.4)$$

где w_L – влажность на границе текучести, %;

w_p – влажность на границе раскатывания, %.

Таблица 2.4 – Тип пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности I_p [2]

Тип пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p < 17$

Разновидности пылевато-глинистых грунтов определяются по показателю текучести (таблица 2.5).

Таблица 2.5 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести [2]

Вид глинистого грунта	Разновидность глинистого грунта по показателю текучести	Показатель текучести
Супесь	Твердая	$I_L < 0$
	Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	Твердые	$I_L < 0$
	Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
	Мягопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
	Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
	Текучие	$I_L > 1$

Показатель текучести пылевато-глинистых грунтов

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (2.5)$$

Для слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод, но выше водоупора, необходимо учесть *взвешивающее действие воды* на частицы грунта.

Удельный вес грунта с учетом *взвешивающего действия воды* определяется по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.6)$$

где γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w \approx 10 \text{ кН/м}^3$.

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g, \quad (2.7)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см^3 ;

g – ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2 \approx 10 \text{ м/с}^2$.

К *водоупору* относится пласт слабо- или водонепроницаемого грунта.

Нормативные значения *прочностных и деформационных характеристик грунтов* (угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c , модуль деформации дисперсных грунтов E) в курсовой работе допускается определять по [1, таблицы Б.1–Б.11] или [11, таблицы 2.6 и 2.7], *условное расчетное сопротивление грунтов основания R_0* – по [1, таблицы 5.4–5.8] или [11, таблицы 2.8 и 2.9] в зависимости от их физических характеристик.

Результаты расчетов сводятся в таблицу 2.6.

Таблица 2.6 – Физико-механические характеристики свойств грунтов

Номер слоя	Наименование грунта	Физические характеристики											Прочностные и деформационные характеристики			
		ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	ρ_d , г/см ³	γ_{sb} , кН/м ³	w , %	w_L , %	w_p , %	I_p	I_L	e	S_r	φ_n , град	c_n , кПа	R_0 , кПа	E_n , МПа
		γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	γ_d , кН/м ³												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17

2.2 Построение инженерно-геологического разреза

Оформление инженерно-геологического разреза выполняется согласно требованиям СТБ 21.302–99 [6].

Инженерно-геологический разрез представляет собой схему напластования грунтов, полученную по данным проходки инженерно-геологических выработок (скважин). Мощности слоев грунта по скважинам, отметки устья скважин, уровень грунтовых вод указаны в исходных данных на курсовое проектирование. Расстояние между скважинами принимается на основе ситуационного плана, приведенного в исходных данных. Расстояние от скважин 1 и 3 до контура проектируемого здания принимается не более 5 м.

Разрез строится строго в масштабе (вертикальный М1:100, горизонтальный М1 : 100, М1 : 200). Тип, вид и разновидность грунтов принимается по результатам расчетов подраздела 2.1.

На разрезе необходимо нанести:

- штриховое обозначение каждого слоя с учетом условных обозначений [6];
- относительные отметки границ между слоями (в том числе и на уровне грунтовых вод);
- уровень грунтовых вод (отметка *WL*);
- уровень планировки (отметка *DL*) – принимается с учетом баланса земляных работ как средняя отметка устья скважин;
- условные обозначения:
- контуры фундамента в проектируемом сечении.

Образец оформления условных обозначений приведен в [6]. Пример выполнения анализа инженерно-геологических условий площадки строительства подробно рассмотрен в [10].

3 Расчет и конструирование плитного фундамента на естественном основании

В курсовой работе *ленточные фундаменты* выполняются сборными. Марки и соответствующие им размеры фундаментных блоков и плит ленточных фундаментов принимают из таблицы А.1. *Столбчатые фундаменты* под железобетонные колонны выполняются монолитными. При проектировании фундаментов необходимо ориентироваться на типовые монолитные фундаменты под железобетонные колонны из таблиц А.2–А.3. В связи с тем, что выполнение расчета тела фундаментов (расчет на продавливание и раскалывание, проверку прочности нижней ступени и подбор армирования) проводится в рамках курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», и для сокращения объема курсового проектирования в рамках данной дисциплины, расчет тела фундаментов не выполняется.

3.1 Назначение глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента (при наличии бетонной подготовки под фундаментом глубина заложения принимается до ее низа).

Минимальная глубина заложения подошвы фундамента должна быть на 0,5 м ниже уровня планировки или пола подвала, и гарантировать недопущение предельных состояний основания (конструкций сооружения), назначается исходя из комплекса факторов.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_1 = k_h \cdot d_f, \quad (3.1)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по [1, таблица 5.1] или [11, таблица 4.1]; для неотапливаемых сооружений – $k_h = 1,1$;

d_f – нормативная глубина сезонного промерзания.

Для внутренних рядов фундаментов глубина их заложения назначается без учета глубины промерзания грунта.

Глубина заложения фундаментов по условию недопущения морозного пучения d_2 назначается не менее d_1 для песков мелких и пылеватых, глинистых грунтов при $I_L \geq 0,25$, а также для фундаментов неотапливаемых и крайних рядов фундаментов отапливаемых сооружений. При $I_L < 0,25$ допускается принимать $d_2 \geq 0,5d_1$.

Глубина заложения фундамента по конструктивным требованиям d_3 назначаемая в зависимости от глубины заделки колонн, высоты фундамента из условия продавливания, несущей способности грунта, наличия подземных помещений и т. п.

Фундаменты под сборные колонны проектируют с устройством стакана для установки колонны (рисунок 3.1). Минимальная глубина заделки колонны в фундамент определяется типом и размерами колонны. Плитная часть фундамента может быть одно-, двух-, трехступенчатой. Высота ступеней принимается равной 300 мм. Все размеры фундамента должны соответствовать минимальному строительному модулю 50 мм, а размеры плитной части в плане – укрупненному модулю 300 мм.

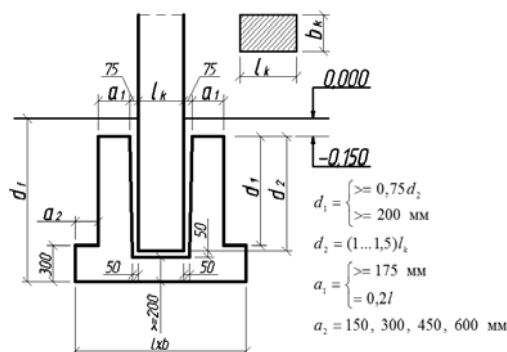


Рисунок 3.1 – Схема к определению глубины заложения фундамента

Смежные фундаменты следует, как правило, устраивать в одном уровне. Если это невозможно, проектируется ступенчатый переход от одной отметки заложения подошвы фундамента к другой. Допустимую разность отметок

смежных фундаментов Δh следует назначать из условия (3.2) или принимают конструктивно ступенями при соотношении между высотой и длиной ступени, равном 1:2 в связных грунтах и 1:3 – в несвязных.

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg}\varphi_1 + c_1 / p), \quad (3.2)$$

где a – расстояние между фундаментами в свету, м;

φ_1 и c_1 – расчетные угол внутреннего трения, град, и удельное сцепление грунта, МПа;

p – среднее или максимальное давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных центральной или внецентренной нагрузок (для расчета основания по несущей способности), МПа.

Глубина заложения фундаментов в зависимости от инженерно-геологических условий площадки. Если верхние слои грунта являются слабыми и не могут служить надежным основанием фундаментов без проведения специальных мероприятий по их упрочнению и при этом толщина слабого слоя не превышает 3 м, целесообразно глубину заложения фундамента назначить в зависимости от глубины залегания более прочных слоев грунта. При толщине слабого слоя более 3 м применение фундаментов мелкого заложения на естественном основании будет не целесообразным и в этом случае предусматривают какой-либо из методов упрочнения грунтов.

Глубина заложения фундаментов в зависимости от гидрогеологических условий площадки строительства. Рекомендуется закладывать фундаменты по возможности выше уровня грунтовых вод для исключения необходимости применения водоотлива и сохранения естественной структуры грунта при производстве работ.

Глубина заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений. Фундаменты проектируемого здания, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется принимать на одной отметке.

Глубину заложения фундамента назначают по большему значению одной из основных величин d_1 , d_2 , d_3 и не менее глубины, полученной при рассмотрении вышеперечисленных факторов.

Примеры определения глубины заложения фундаментов для различных условий проектирования подробно рассмотрены в [11].

3.2 Определение размеров подошвы центрально- и внецентренно-нагруженных фундаментов

Размеры подошвы фундамента определяются в зависимости от нагрузок относительно его оси и характера эпюры контактных давлений, которую принимают (рисунок 3.2): прямоугольной (a), если эксцентриситет равнодействующей нагрузки $e = 0$; трапециевидальной (b) при $0 < e < r$; треугольной (v) при $e = r$ и двузначной (z), если $e > r$ (где e – относительный эксцентриситет нагрузки, $e = M/N$, r – радиус ядра сечения, $r = W/A$, M – момент, действующий

в уровне подошвы фундамента, кН·м, N – расчетная равнодействующая вертикальная нагрузка на фундамент от надземных конструкций (без учета веса фундамента), кН (кН/м), W – момент сопротивления подошвы фундамента относительно его менее нагруженной стороны, м³ A – площадь подошвы фундамента, м²).

Предварительные минимальные размеры подошвы фундамента назначаются не менее размеров опорных частей надфундаментных конструкций исходя из условий

$$p_m \leq R; \quad (3.3)$$

$$p_{\max} \leq 1,2R; \quad (3.4)$$

$$p_{\max.C} \leq 1,5R; \quad (3.5)$$

$$p_{\min.x} \geq 0, \quad (3.6)$$

где p_m – среднее давление грунта под подошвой фундамента, МПа;

R – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента, МПа;

p_{\max} , $p_{\min.x}$, $p_{\max.C}$ – максимальные крайевые давления вдоль каждой оси и в угловой точке C фундамента при действии на него изгибающих моментов взаимно перпендикулярных направлений соответственно, МПа.

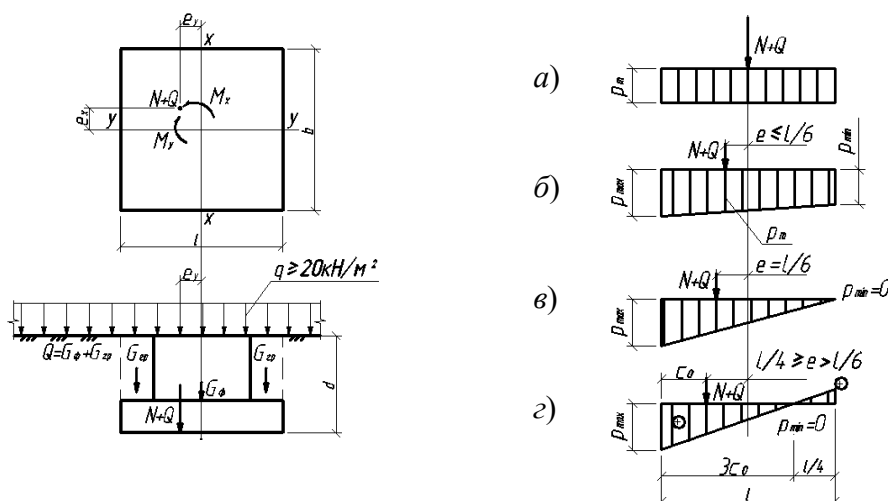


Рисунок 3.2 – Схема действия сил на фундамент и эпюры контактных давлений на грунт в уровне подошвы фундамента при центральной и внецентренной нагрузках

Среднее давление под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p_m = \frac{N + Q}{A} + q\alpha, \quad (3.7)$$

где Q – нагрузка от веса фундамента G_ϕ и грунта на его обрезах $G_{зр}$, кН (кН/м); $Q = G_\phi + G_{зр}$;

α – коэффициент затухания напряжения по глубине основания (если временная нагрузка расположена лишь с одной стороны от фундамента $\alpha = 0,5$; если с двух сторон от фундамента – $\alpha = 1$);

q – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складированных материалов (допускается принимать для производственных зданий равной 20 кН/м^2 , в остальных случаях – 10 кН/м^2).

Для внецентренно нагруженных фундаментов крайние давления на гранях фундамента и в угловой точке C определяются по формуле

$$p_{\substack{\text{max} \\ \text{min}}}^{\text{max}(C)} = \frac{N + Q}{A} + q\alpha \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \quad (3.8)$$

где M_x, M_y – моменты, действующие в уровне подошвы фундамента относительно осей x и y , $\text{кН}\cdot\text{м}$;

W_x и W_y – моменты сопротивления для опорной части подошвы фундамента относительно осей x и y , м^3 .

Размеры подошвы фундамента определяют из условий (3.3)–(3.6) способами последовательного подбора (из нескольких попыток) или графическим.

При определении размеров подошвы фундаментов *способом последовательного подбора* для прямоугольных центрально-нагруженных фундаментов при первой подстановке предварительную ширину подошвы фундамента допускается принимать минимальной, как правило, $b \approx 1,0 \text{ м}$. При расчете ленточных фундаментов параметр l следует принимать равным 1 м .

С учетом конструктивных и эксплуатационных требований назначаются глубина заложения d и предварительные размеры фундамента b, l по следующим формулам:

$$b = \sqrt{\frac{(N + Q) + q\alpha}{n(R_0 - \gamma_{mt}d)}}, \quad (3.9)$$

$$n = b/l, \quad (3.10)$$

где n – коэффициент (отношение сторон подошвы прямоугольного фундамента); для центрально-нагруженных фундаментов, как правило, $n = 1$, для прямоугольных внецентренно-нагруженных – $1,2 \leq n \leq 1,5$;

γ_{mt} – усредненный нормативный удельный вес материала фундамента и грунта на его обрезах (допускается принимать $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$);

d, l, b – глубина заложения и размеры подошвы фундамента, м .

Эксцентриситет приложения нагрузки на подошву фундамента e , м , определяется по формуле

$$e = \frac{M}{N + \gamma_{mt}d_f lb + q\alpha lb}. \quad (3.11)$$

Если значение эксцентриситета для внецентренной нагрузки e_0 , м, удовлетворяет условию

$$e_0 = \frac{M}{N + \gamma_{mi} hlb + q\alpha lb} \leq \frac{1}{30}, \quad (3.12)$$

то размеры подошвы фундамента следует принимать как для центрально-нагруженного фундамента.

Расчетное сопротивление грунта основания осевому сжатию R , МПа, устанавливается по формуле

$$R = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right], \quad (3.13)$$

где γ_1, γ_2 – коэффициенты условий работы, принимаемые по [1, таблица 5.2] или [11, таблица 5.1], для малопрочных песков и слабых глинистых грунтов $\gamma_1 = 1$ и $\gamma_2 = 1$;

k – коэффициент; $k = 1$, если прочностные характеристики грунта φ и c определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по [1, таблицы 5.4–5.7];

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по [1, таблица 5.3] или [11, таблица 5.2];

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

γ_{II} – среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину сжимаемой толщи, но не менее $2b$ при $b \leq 1$ м и не менее $0,5b$ при $b > 1$ м, кН/м³;

γ'_{II} – среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов насыпок (для насыпок $\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}$ по [1]), кН/м³;

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

d_b – глубина подвала, от уровня планировки до верха пола (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м допускается принимать $d_b = 2$ м, при отсутствии подвала $d_b = 0$), м;

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, м.

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}}, \quad (3.14)$$

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

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

γ_{cf} – расчетный удельный вес конструкции пола подвала, кН/м³.

Среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину сжимаемой толщи, вычисляется по формуле

$$\gamma_{\text{II}} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{\text{II},i} h_i E_i}{\sum_{i=1}^n h_i E_i}, \quad (3.15)$$

где E_i – модуль деформации, кПа.

Расчетные значения удельного веса грунтов допускается принимать равными их нормативным значениям ($\gamma_{\text{II}} = \gamma_n$).

Для полученных размеров фундамента определяется значение R по формуле (3.13) и проверяются условия (3.3)–(3.6). При этом недонапряжение грунта, как правило, не должно превышать 10 %. Если указанные требования не выполняются, следует изменить размеры b и d и повторить расчет.

Определение ширины подошвы фундамента b графическим способом осуществляют в точке пересечения графиков функций $R = f(b)$, $p_{\text{max}} = f(b)$ для центральной нагрузки и $1,2R = f(b)$, $p_{\text{max}} = f(b)$ – для внецентренной нагрузки. С этой целью задают четыре значения ширины фундамента b , например 1, 2, 3, 4 м, для которых определяют соответствующие им значения p_m и p_{max} и по двум значениям b находят соответствующие значения R ($1,2R$), которые откладывают на графике в системе прямоугольных координат и соединяют плавной кривой для функции R ($1,2R$) = $f(b)$ и прямой линией для функции p_m (p_{max}) = $f(b)$.

Пример – Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену гражданского семиэтажного кирпичного здания прямоугольной формы длиной $L = 36$ м, высотой $H = 24,65$ м, с техническим подвалом. Расчетная схема и конструкции фундамента под наружную стену показаны на рисунке 3.3. Глубина заложения подошвы фундамента $h = 2,95$ м. Нормативная вертикальная нагрузка от конструкций здания на 1 м стены подвала $N = 253$ кН/м, расчетная – $N_p = 305$ кН/м (без учета веса фундамента и грунта Q , нагрузки с прилегающей территории q). Основание II категории сложности (однородное, необводненное, без специфических грунтов в сжимаемой зоне). Природный грунт под подошвой фундамента, согласно инженерным изысканиям, – суглинок влажный средней прочности с характеристиками: $\gamma_{\text{II}} = 0,0185$ МН/м³; $c_{\text{II}} = 0,00368$ МПа; $e = 0,56$; $\varphi_{\text{II}} = 29,36^\circ$; $E = 20$ МПа; $I_L = 0,23$, грунт засыпки – суглинок и песок мелкий с $\gamma'_{\text{II}} = 0,0195$ МН/м³. Усредненный нормативный вес фундамента и грунта на его обрезах $\gamma_{\text{mI}} = 20$ кН/м³, нагрузка с прилегающей территории $q = 10$ кПа/м.

Расчет на устойчивость (опрокидывание) стены подвала не производим, т. к. согласно [1] она обеспечена за счет наличия перекрытия и пола подвала.

Расчет размеров подошвы фундамента по грунту. Для первой подстановки ширину фундамента назначаем $b = 1,4$ м, что соответствует фундаментной

плите марки ФЛ14.24.

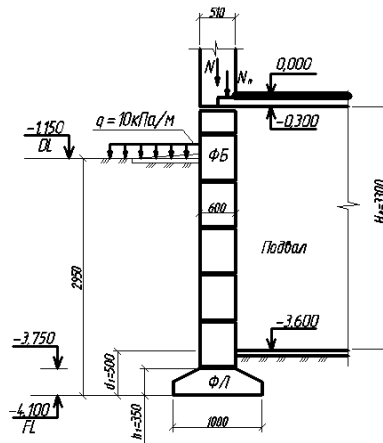


Рисунок 3.3 – Расчетная схема и конструкция фундамента

В рассматриваемом случае основным расчетом по грунту является расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям), т. е. с использованием нормативных нагрузок, нагрузку считаем приложенной в центре фундамента.

Вычисляем дополнительные характеристики, необходимые для определения расчетного давления на грунт основания, если пол в подвале бетонный с удельным весом $\gamma_{\phi} = 0,022 \text{ МН/м}^3$, то приведенная глубина заложения фундамента по формуле (3.14):

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \cdot \frac{0,022}{0,0185} = 0,519 \text{ м}; \quad d_b = 2,95 - 0,5 = 2,45 > 2 \text{ м.}$$

Допускается принимать $d_b = 2 \text{ м}$ (см. формулу (3.13)).

По [1, таблица 5.3] или [11, таблица 5.2] для песка мелкого с $\varphi_{II} = 29,36^\circ$ коэффициенты $M_{\gamma} = 1,096$, $M_q = 5,379$, $M_c = 7,774$. Для соотношения $L/H = 36/24,65 = 1,46$ по [1, таблица 5.2] или [11, таблица 5.1] назначаем коэффициенты условий работы $\gamma_1 = 1,25$, $\gamma_2 = 1,1$. Так как характеристики грунта найдены посредством прямых испытаний, то $k = 1$.

По формуле (3.13) вычисляем расчетное сопротивление грунта основания под фундаментной плитой марки ФЛ14:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,0} [1,09 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0195 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,385 \text{ МПа.}$$

Найдем среднее давление под подошвой фундамента от вертикальной нагрузки, веса фундамента и грунта на его обрезах.

Вес 1 м фундаментной плиты марки ФЛ14, согласно СТБ 1076, $G_{\phi} = 0,008 \text{ МН}$. Вес 1 м стены подвала, состоящей из пяти блоков ФБС24.6.6 массой по 1960 кг (СТБ 1076) и доборного блока ФБС 9.6.6 массой 490 кг,

$$G_{\phi} = 5 \cdot 10 \cdot \frac{1960}{2,38} + 10 \cdot \frac{490}{1,18} = 45\,329 \text{ Н} = 0,0453 \text{ МН.}$$

Найдем вес грунта на обресе фундамента:

$$G_{cp} = 0,4 \cdot 2,60 \cdot 0,0195 = 0,0203 \text{ МН.}$$

Нагрузка от пола $q = 10$ кПа/м. Тогда по формуле (3.7):

$$p_m = \frac{0,253 + 0,008 + 0,0453 + 0,00203}{1,4 \cdot 1} + 0,5 \cdot 0,010 = 0,332 < R = 0,385 \text{ МПа.}$$

Условие $p_m < R$ выполнено, однако недонапряжение в основании фундамента составляет $14\% > 10\%$, т. е. фундамент запроектирован недостаточно экономично, поэтому выберем в качестве подушки фундамента плиту ФЛ10 с меньшей шириной – $b = 1,0$ м.

Определим по формуле (3.13) расчетное сопротивление грунта под фундаментной плитой ФЛ10:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,0} [1,096 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0195 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,373 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты ФЛ10.24 массой 1380 кг по СТБ 1076:

$$G_{\phi} = 10 \cdot \frac{1380}{2,38} = 5798 \text{ Н} = 0,0058 \text{ МН.}$$

Вес 1 м стены подвала и фундамента останется прежним: $G_{\phi} = 0,0453$ МН.
Вес насыпного грунта на обресе фундамента: $G_{cp} = 0,2 \cdot 2,60 \cdot 0,0195 = 0,010$ МН.

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента:

$$p_m = \frac{0,253 + 0,0058 + 0,0453 + 0,0010}{1 \cdot 1} + 0,005 = 0,319 < R = 0,373 \text{ МПа.}$$

Условие $p_m < R$ выполнено, и, хотя недонапряжение грунта основания превышает 10% , по конструктивным требованиям окончательно принимаем ширину подушки фундамента $b = 1$ м.

Исходя из того, что условия (3.3)–(3.6) выполняются, расчет по деформациям согласно [1] допускается не выполнять.

Пример определения размеров подошвы фундаментов графическим способом подробно рассмотрен в [11].

3.3 Расчет оснований плитных фундаментов по деформациям

Целью расчета по деформациям оснований является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций проектируемых и существующих сооружений такими пределами, при которых гарантируется их нормальная эксплуатация и долговечность (вследствие появления деформаций, изменения проектных уровней и т. п.) выполняется в соответствии с [1].

Расчет осадок оснований плитных фундаментов.

Для определения конечной *абсолютной осадки* уплотнения основания фундаментов шириной $b \leq 10$ м, возводимых на основаниях с глубоким залеганием прочного слоя ($E_i \geq 100$ МПа) за пределами сжимаемой толщи грунта H_c рекомендуется применять *метод послойного суммирования*. Осадка s определяется как сумма осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи при условии, что в уровне подошвы фундамента среднее давление на основание p_m больше вертикального напряжения от собственного веса вышележащего грунта ($p_m > \sigma_{zg,0}$), по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (3.16)$$

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

h_i – толщина i -го слоя, на которые разбивается сжимаемая толщина грунта; значение h_i принимается не более $0,4b$ (b – ширина фундамента), м;

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

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толщина основания;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее дополнительное вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания вдоль вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах рассматриваемого слоя:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{z_i} + \sigma_{z_{i-1}}}{2}. \quad (3.17)$$

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в i -м слое основания на глубине z ниже подошвы фундамента вдоль вертикали, проходящей через ее центр, $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma'_{zp,i}$ определяются по следующим формулам:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha p_0; \quad (3.18)$$

$$\sigma'_{zp,i} = \alpha p_m, \quad (3.19)$$

где α – коэффициент затухания напряжений, принимаемый по [1, таблица 5.10] или [10, таблица 11.1] в зависимости от формы подошвы фундамента, отношения его сторон $\eta = l/b$ и относительной глубины $\xi = 2z/b$;

p_0 – дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента, МПа;

p_m – среднее давление под подошвой фундамента от приложенной к нему нагрузки, определяемое по формуле (3.7), МПа.

Дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента

$$p_0 = p_m - p_{zg.0}, \quad (3.20)$$

где $p_{zg.0}$ – вертикальное природное давление в уровне подошвы фундамента от веса вышележащего грунта (при планировке срезкой-подсыпкой принимают $p_{zg.0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки – $p_{zg.0} = \gamma' d_n$), МПа;

γ' – удельный вес грунта, расположенного выше уровня подошвы фундамента, МПа/м³;

d и d_n – глубина заложения подошвы фундамента от уровня планировки и поверхности природного рельефа соответственно, м.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания по методу послойного суммирования ограничивается глубиной $z = H_c$ при $b \leq 5$ м из условия

$$\sigma_{zp} = 0,2 p_{zg}, \quad (3.21)$$

где σ_{zp} – дополнительное вертикальное нормальное напряжение на глубине $z = H_c$, определяемое по формуле (3.18);

p_{zg} – вертикальное давление от собственного веса грунта, МПа.

Если в пределах глубины H_c , определенной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, толщина сжимаемого слоя принимается до верхней кровли этого грунта.

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое слабого грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа или такой слой залегает за пределами указанной границы на глубине, не превышающей ширины фундамента b , то найденное значение H_c увеличивается на толщину этого слоя, а за H_c принимается минимальное из значений, соответствующее подошве слабого слоя или глубине, на которой выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,1 p_{zg}$.

Вертикальное давление от собственного веса грунта в любой точке основания на расстоянии z от подошвы фундамента $p_{zg.i}$, МПа, определяется по формуле

$$p_{zg.i} = \gamma'_{II} d + \sum_{i=1}^n \gamma_{II} h_i, \quad (3.22)$$

где γ'_{II} – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, МПа/м³;

d – глубина заложения подошвы фундамента от поверхности земли, м;

γ_{II} и h_i – удельный вес, МПа/м³, и толщина, м, i -го слоя грунта на расстоянии z от подошвы фундамента соответственно.

Надежность основания фундамента по деформациям считается обеспеченной, если осадка фундаментов не превышает предельную осадку для рассматриваемого типа сооружения ($s \leq s_u$). Значения предельно допустимых деформаций основания приведены в [4, таблица Б.1; 11, таблица 6.2].

Пример определения осадки фундамента методом послойного суммирования подробно рассмотрен в [10].

3.4 Проверка прочности подстилающего слоя

Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента (рисунок 3.4) имеется слой грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться с соблюдением условия

$$\sigma_{zp.i} + \sigma_{zg.i} \leq R_z, \quad (3.23)$$

где $\sigma_{zp.i}$ и $\sigma_{zg.i}$ – дополнительное вертикальное напряжение в грунте от внешней нагрузки и давление от собственного веса грунта по оси фундамента на глубине z ниже его подошвы соответственно, МПа;

R_z – расчетное сопротивление подстилающего грунта пониженной прочности на глубине z , МПа, вычисленное по формуле (3.13) для условного фундамента $ABCD$ шириной b_z (см. рисунок 3.4), м.

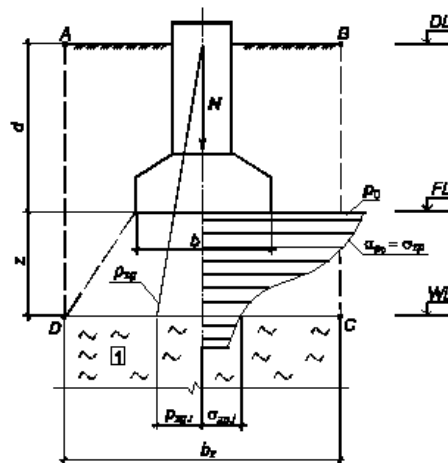


Рисунок 3.4 – Расчетная схема для проверки прочности слабого подстилающего слоя грунта

Для прямоугольного фундамента

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a; \quad (3.24)$$

для ленточного фундамента

$$b_z = A_z / l, \quad (3.25)$$

где $A_z = \frac{N + Q}{\sigma_{зр.и}}$;

$$a = \frac{l - b}{2};$$

l, b – длина и ширина фундамента соответственно, м.

Пример проверки прочности подстилающего слоя подробно рассмотрен в [10].

3.5 Конструирование фундаментов мелкого заложения

Конструирование плитных фундаментов должно производиться в соответствии с требованиями [1, раздел 6] и [4].

Виды, классы, марки материалов плитных фундаментов и стен подвалов назначаются расчетом с учетом условий эксплуатации конструкций. Так как аналогичные расчеты выполняются обучающимися в курсовом проекте по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», то в данной курсовой работе марки материалов плитных фундаментов принимаются конструктивно и должны, соответствовать: для бетона и железобетона – классу не менее С16/20 и С25/30 (если возможны коррозионные повреждения в средах XD, XF, XA, XM) при плотности 2,2...2,5 т/м³.

Форму монолитных столбчатых фундаментов в плане при центральной нагрузке следует принимать квадратную, а при внецентренной нагрузке – прямоугольную с соотношением сторон подошвы $n = b/l$ в пределах 0,6...0,85 (где b, l – меньшая и большая стороны подошвы фундамента).

Под сборными фундаментами в глинистых грунтах необходимо устраивать песчаную подготовку, а под монолитными в любых грунтах – бетонную, из бетона класса не ниже С8/10 толщиной 100 мм с размерами в плане, превышающими размеры подошвы фундамента на 100 мм (для каждой стороны).

Для заделки зазора между сборной колонной и стенкой стакана должен применяться бетон на мелком заполнителе, как правило, соответствующий классу бетона стакана фундамента, но не ниже класса С16/20.

Расчет армирования фундаментов в курсовой работе не выполняется, армирование следует принять конструктивно согласно [1] сварными или вязаными сетками. Расстояние между осями стержней сеток рекомендуется принимать равным 200 мм. Размеры (диаметр) рабочей арматуры следует назначать не менее: для монолитных фундаментов при длине стержня до 3 м – 10 мм, более 3 м – 12 мм; для сборных фундаментов – 4 мм.

Площадь сечения нерабочих (конструктивных) стержней и поперечной арматуры следует принимать из стали классов S240, S400, S500, но не менее 10 % от площади сечения рабочей арматуры. Для монтажных (подъемных) петель сборных железобетонных фундаментов следует применять горячекатаную арматурную сталь класса S240.

Толщину защитного слоя бетона подошвы фундаментов, работающих в не-

агрессивных средах, следует устанавливать: для монолитных фундаментов – 80 мм (при наличии бетонной подготовки – 45 мм); для сборных фундаментов – не менее 45 мм; во всех случаях – не менее диаметра рабочей арматуры и максимального диаметра заполнителя бетона.

4 Проектирование фундаментов на искусственных основаниях

4.1 Общие сведения проектирования фундаментов на искусственных основаниях

Искусственно улучшенные основания устраивают в тех случаях, когда естественные основания оказываются недостаточно прочными или сильно сжимаемыми и их использование является технически и экономически нецелесообразным.

Область применения методов улучшения оснований для курсовой работы приведена в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Область применения методов искусственного улучшения оснований

Вид метода	Грунтовые условия	Примечание
Устройство грунтовых подушек	Слабые сильносжимаемые грунты (илы, связные грунты в текучем состоянии, торфы, заторфованные)	Песчаные подушки
	То же, а также просадочные грунты	Грунтовые подушки из связного грунта
Устройство насыпей	Слабые грунты, обводненные илы	Пригрузка насыпи отсыпкой
Поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками	Макропористые, просадочные грунты, рыхлые песчаные, свежеложенные связные и насыпные грунты при $Sr < 0,7$	–
Поверхностное уплотнение легкими трамбовками, катками и другими механизмами	Макропористые и просадочные грунты, рыхлые песчаные, свежеложенные связные и насыпные грунты при $Sr < 0,7$	–
Виброуплотнение	Рыхлые песчаные грунты	–
Глубинное уплотнение пробивкой скважин	Макропористые и просадочные грунты	Грунтовые сваи
	Рыхлые пылеватые и мелкие пески, слабые сильносжимаемые заторфованные грунты	Песчаные сваи
Глубинное уплотнение предварительным замачиванием	Макропористые и просадочные грунты	–
Глубинное виброуплотнение	Рыхлые песчаные грунты	–

4.2 Проектирование грунтовых (песчаных) подушек

Грунтовые подушки под фундаменты проектируют из крупного и средней крупности песка, гравия или щебня, связного грунта и других материалов в соответствии с [4, подраздел 6.6]. При этом слабый грунт выбирается на проектную глубину и заменяется песком, крупным, средней крупности, который укладывается слоями по 15...20 см или сразу в пределах всей ее высоты. Каждый слой уплотняется. При необходимости каждый слой доводят до оптимальной влажности $w_{onm} = 0,07...0,11$ (в долях единицы) – для песка крупного и гравелистого – и $w_{onm} = 0,1...0,15$ – для песка мелкого и средней крупности. При отсутствии результатов опытного уплотнения допускается плотность грунта в сухом состоянии принимать не менее: для подушек однородных крупных и средних песков $\rho_{d,s} \geq 1,6$ т/м³; для подушек неоднородных крупных и средних песков $\rho_{d,s} \geq 1,65$ т/м³.

В соответствии с физическими характеристиками грунта материала подушки производят классификационную оценку их свойств как основания фундамента, определяя плотность сложения и степень водонасыщения грунта, используя следующие формулы:

$$e_{onm} = \frac{\rho_s}{\rho_{d,s}} - 1; \quad S_r = \frac{w_{onm} \cdot \rho_{onm}}{e \cdot \rho_w}, \quad (4.1)$$

где ρ_s – плотность твердых частиц грунта (в расчетах принять $\rho_s = 2,66$ т/м³);

ρ_w – плотность воды, $\rho_w = 1,0$ т/м³;

$\rho_{d,s}$ – плотность грунта в сухом состоянии;

w_{onm} – оптимальная влажность.

Выполнив оценку свойств грунта и сделав заключение, определяют в соответствии с подразделом 2.1 нормативные значения характеристик φ_n , c_n , E и R_0 .

Далее находят размеры фундаментов в плане в соответствии с подразделом 3.2. При этом значения γ_{II} в формуле (3.13) и ρ определяют следующим образом:

$$\gamma_{II} = \rho_{d,s} \cdot (1 + w_{onm}) \cdot g; \quad \rho = \rho_{d,s} \cdot (1 + w_{onm}), \quad (4.2)$$

где g – ускорение свободного падения, $g = 9,8 \approx 10$ м/с².

Расчет грунтовой подушки в курсовой работе сводится к определению минимально необходимой ее толщины h_s , при которой будет соблюдаться условие в уровне подошвы подушки и размеров в плане:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z, \quad (4.3)$$

где σ_{zp} и σ_{zq} – вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа.

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 . \quad (4.4)$$

Значения σ_{zp} , p_0 и α определяют в соответствии с подразделом 3.3.

Значение напряжения от собственного веса грунта на кровле слабого подстилающего слоя σ_{zq} определяют с учетом веса песчаной подушки:

$$\sigma_{zq} = \gamma_1 \cdot d + \gamma_{nod} \cdot h_s , \quad (4.5)$$

где d – глубина заложения фундамента;

γ_{nod} – значения удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента (грунтовая подушка), $\gamma_{nod} = \rho \cdot g$ (где $\rho = \rho_{d,s} (1 + 0,01 w)$; $g = 10 \text{ м/с}^2$);

h_s – глубина ниже подошвы фундамента, на которой проверяется прочность слабого подстилающего слоя грунта (толщина грунтовой подушки), $h_s = z$.

Расчетное сопротивление грунта на кровле грунтовой подушки R_z , кПа, при ширине условного фундамента b_z , м, вычисляют по формуле (3.13).

Ширина условного фундамента определяется по формуле

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a , \quad (4.6)$$

где $A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}$;

$a = (l - b) / 2$;

N – вертикальная нагрузка на основание от фундамента, кН;

l, b – длина и ширина фундамента соответственно, м.

Для фундамента квадратного сечения

$$b_z = \sqrt{A_z} . \quad (4.7)$$

В случае, если фундамент ленточный, длину условного фундамента можно считать равной длине проектируемого. При этом ширину условного фундамента b_z , м, допускается определять по формуле

$$b_z = \frac{N}{\sigma_{zp}} . \quad (4.8)$$

В случае, если условие (4.3) не выполняется, необходимо увеличить высоту грунтовой подушки. Если при увеличении высоты грунтовой подушки мощность слабого слоя под подошвой подушки остается незначительной, целесообразно полностью заменить слабый слой грунтовой подушки. Если условие (4.3) выполняется с большим запасом (больше 5 %), необходимо уменьшить высоту подушки.

Пример – Запроектировать песчаную подушку под фундамент колонны среднего ряда промышленного здания с нагрузками по обрезу фундамента:

$F_v = 825,9$ кН; $M_{0П} = 83,2$ кН·м; $F_h = 9,6$ кН; $p_m = 224,3$ кН. С поверхности до глубины 3,65 м залегает слой суглинка текучепластичного ($\gamma_1 = 18,0$ кН/м³; $\gamma_{s1} = 26,9$ кН/м³; $e_1 = 1,04$), ниже залегает слой песка пылеватого, средней плотности ($\gamma_2 = 19,7$ кН/м³; $\gamma_{s2} = 26,5$ кН/м³; $e_2 = 1,04$; $\varphi = 28,8^\circ$; $c = 3,4$ кПа; $E = 15,4$ МПа).

Принимаем отметку по обрезу фундамента равной 0,15 м ниже отметки чистого пола и монолитный типовой фундамент под колонну прямоугольного сечения высотой $h = 1,5$ м, глубина заложения фундамента 1,65 м.

С целью замены слабого грунта в основании фундамента при устройстве песчаной подушки используем крупный песок с характеристиками: $\rho_s = 2,66$ т/м³; $\rho_{ds} = 1,66 > 1,6$ т/м³; $w = 10$ %.

По формулам (4.1) и (4.2) $\rho = 1,66 \cdot (1 + 0,01 \cdot 10) = 1,83$ т/м³; $e = (2,66/1,66) - 1 = 0,6$; $S_r = (2,66 \cdot 0,01 \cdot 10)/(1,0 \cdot 0,6) = 0,44$.

Следовательно, основанием фундамента является песок крупный, плотный, маловлажный.

Определим нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунта песчаной подушки по [1, таблицы Б.1–Б.11] или [11, таблицы 2.6 и 2.7], R_0 – по [1, таблицы 5.4–5.8] или [11, таблицы 2.8, 2.9]; $R_0 = 600$ кПа; $\varphi_n = 39^\circ$; $c_n = 0,5$ кПа; $E_0 = 35$ МПа. Находим размеры фундамента на искусственном основании в соответствии с [3, подраздел 3.2] (рисунок 4.1). Принимаем следующие размеры внецентренно-загруженного фундамента под колонну сечением $0,4 \times 0,4$ м: подколонник площадью сечения $0,9 \times 0,9$ м, глубина стакана $0,8$ м, сечение подошвы фундамента $2,1 \times 1,8 \times 0,3$ м.

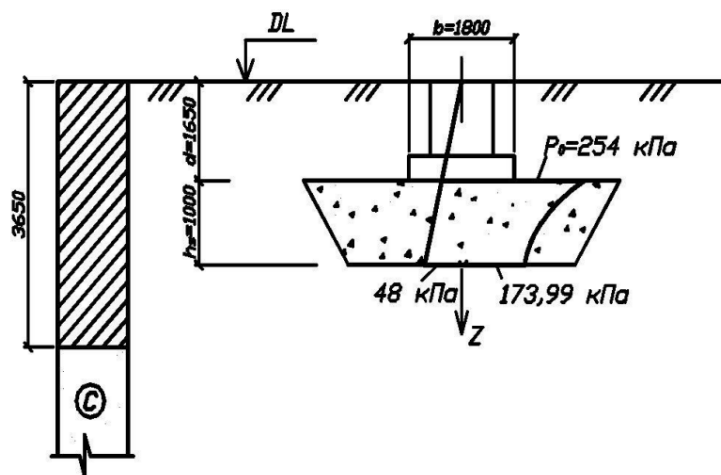


Рисунок 4.1 – Конструирование грунтовой подушки

Проверяем прочность слоя грунта, расположенного ниже подошвы фундамента (высота грунтовой подушки), на глубине $z = h_s = 1,0$ м. Для определения σ_{zpi} на глубине z находим $p_0 = p_m - \sigma_{zq0} = 224,3 - 18 \cdot 1,65 = 254$ кПа. По значениям ξ и η в соответствии с [1, таблица 5.10] или [10, таблица 11.1] принимаем значение α ; $\xi = 2z/b = 2 \cdot 1/1,8 = 1,1$; $\eta = l/b = 2,1/1,8 = 1,2$; $\alpha = 0,685$.

Тогда $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = 0,685 \cdot 254 = 173,99$ кПа.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на кровле подстилающего слоя $\sigma_{zq} = \gamma_1 \cdot d + \gamma_{nod} \cdot h_s = 18 \cdot 1,65 + 18,3 \cdot 1,0 = 48$ кПа.

Определим ширину условного фундамента b_z по формулам (4.6)–(4.8):

$$A_z = \frac{947,7}{173,99} = 5,45 \text{ м}^2; a = \frac{(2,1 - 1,8)}{2} = 0,15 \text{ м}^2; b_z = \sqrt{5,45 + 0,15^2} - 0,15 = 2,19 \text{ м}.$$

Определяем расчетное сопротивление R_z на кровле подстилающего слоя по формуле (3.13) при $\gamma_{nod} = 18,3$ кН/м³; $\varphi = 12^\circ$; $c = 12$ кПа; $\gamma_1 = 1,1$; $\gamma_2 = 1$; $k_z = 1,1$; $\gamma_{II} = 18$ кН/м³; $M_\gamma = 0,23$, $M_q = 1,94$, $M_c = 4,42$ при $\varphi_n = 12^\circ$.

$$\gamma'_{II} = \frac{18 \cdot 1,65 + 18,3 \cdot 1,0}{1,65 + 1,0} = 18,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,23 \cdot 1 \cdot 2,19 \cdot 18,0 + 1,94 \cdot 2,65 \cdot 18,1 + 4,42 \cdot 12] = 155,2 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие: $\sigma_{zpi} + \sigma_{zqi} = 173,99 + 48 = 221,99$ кПа $> R_z = 155,2$ кПа. Поскольку условие не выполняется, необходимо увеличить высоту песчаной подушки и повторить расчет.

5 Расчет и конструирование свайного фундамента

5.1 Конструирование железобетонной сваи

Свайные фундаменты конструируют согласно [5, подраздел 4.16] и с учетом требований соответствующих ТНПА к конструкциям и материалам по обеспечению надлежащих надежности, долговечности, технологичности и минимальной стоимости.

Виды, классы, марки материалов свайных фундаментов назначаются расчетом с учетом условий эксплуатации конструкций при классе бетона по прочности на сжатие С25/30 (класс среды ХС2) плотностью от 2,2 до 2,5 т/м³ при соответствии требованиям [5].

Свайные фундаменты следует проектировать на основе результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических изысканий строительной площадки, на основе данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности проектируемых зданий и сооружений, условия их эксплуатации, с учетом нагрузок, действующих на фундаменты местных условий строительства.

По условиям взаимодействия с грунтом сваи подразделяются на свайстойки и заземленные в грунте сваи.

В курсовой работе предусмотрено проектирование заземленных в грунте свай, которые рекомендуется применять при любых сжимаемых грунтах, подде-

жащих прорезке, за исключением насыпи с твердыми включениями, прослоек или линз твердого глинистого грунта или плотного песка, а также других видов грунтов с включением валунов.

К *защемленным в грунте* относятся сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания нижним концом и боковой поверхностью.

В методических рекомендациях наиболее подробно рассмотрены вопросы проектирования фундаментов с призматическими железобетонными забивными сваями, но в работе могут быть разработаны и другие варианты фундаментов (например, набивные, буронабивные или винтовые сваи). Для фундаментов зданий и сооружений обычно применяют сваи сплошного сечения размерами 20×20 , 30×30 , 35×35 и 40×40 см.

Наиболее часто применяют призматические забивные сваи сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой.

Поперечная арматура в виде спирали имеет шаг у концов сваи 50 мм, у середины – 100...200 мм. В верхней части сваи, непосредственно воспринимающей удар молота, размещают от трех до пяти сеток из стержней диаметром 5...8 мм. Первую сетку устанавливают на расстоянии 30...50 мм от торца, а затем через каждые 50 мм друг от друга с ячейками до 5 см (рисунок 5.1).

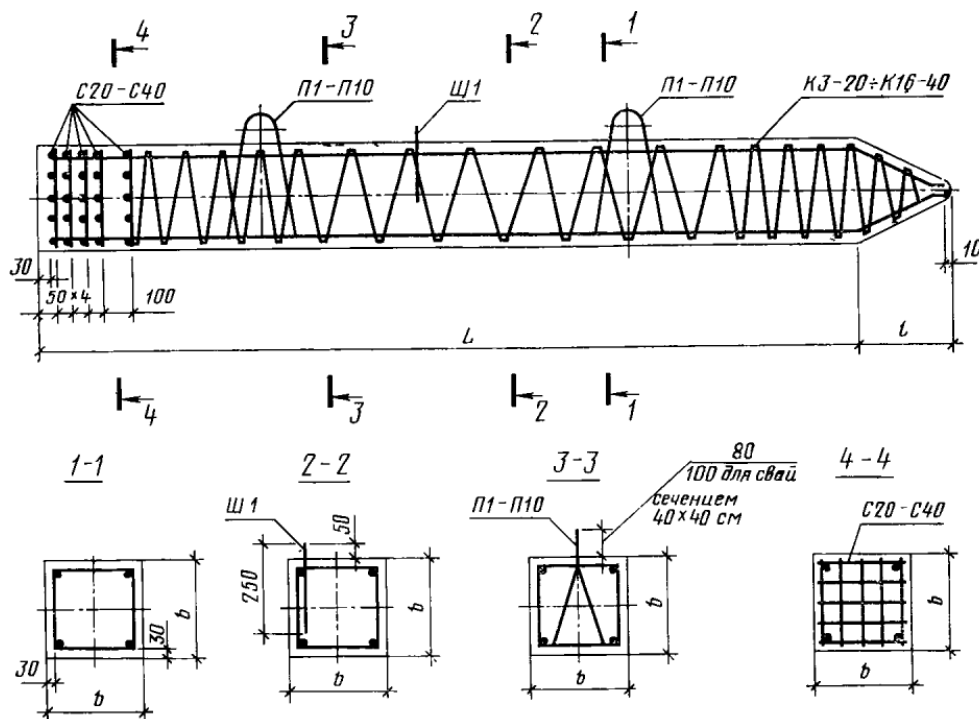


Рисунок 5.1 – Армирование свай

Сваи длиной от 3 до 6 м изготавливаются с интервалом через 0,5 м, а от 6 до 20 м – с интервалом через 1 м. За длину сваи принимают ее призматическую часть без острия. Данные по призматическим сваям, предназначенным для обычных климатических условий по серии Б1.011.1-2.08 выпуски 1 и 2 в соответствии с требованиями СТБ 1075–97, приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой

Наименование	Длина <i>L</i> , мм	Ширина <i>B</i> , мм	Высота <i>H</i> , мм	Марка бетона	Масса т	Наименование	Длина <i>L</i> , мм	Ширина <i>B</i> , мм	Высота <i>H</i> , мм	Марка бетона	Масса, т
СП60.35-4	6000	350	350	C16/20	1,824	СП120.30-8	12000	300	300	C20/25	2,616
СП90.35-6	9000	350	350	C20/25	2,688	СП120.30-7	12000	300	300	C20/25	2,616
СП90.30-8	9000	300	300	C20/25	1,968	СП120.30-6	12000	300	300	C20/25	2,616
СП90.30-7	9000	300	300	C16/20	1,968	СП120.30-5	12000	300	300	C20/25	2,616
СП90.30-6	9000	300	300	C16/20	1,968	СП120.30-10	12000	300	300	C20/25	2,616
СП90.30-5	9000	300	300	C16/20	1,968	СП110.35-9	11000	350	350	C20/25	3,288
СП90.30-4	9000	300	300	C16/20	1,968	СП110.35-8	11000	350	350	C20/25	3,288
СП80.35-8	8000	350	350	C20/25	2,4	СП110.35-7	11000	350	350	C20/25	3,288
СП80.35-7	8000	350	350	C20/25	2,4	СП110.35-6	11000	350	350	C20/25	3,288
СП80.35-6	8000	350	350	C20/25	2,4	СП110.35-5	11000	350	350	C20/25	3,288
СП80.30-8	8000	300	300	C20/25	1,752	СП110.35-10	11000	350	350	C20/25	3,288
СП80.30-7	8000	300	300	C16/20	1,752	СП110.30-9	11000	300	300	C20/25	2,4
СП80.30-6	8000	300	300	C16/20	1,752	СП110.30-8	11000	300	300	C20/25	2,4
СП80.30-5	8000	300	300	C16/20	1,752	СП110.30-7	11000	300	300	C16/20	2,4
СП80.30-4	8000	300	300	C16/20	1,752	СП110.30-6	11000	300	300	C16/20	2,4
СП70.35-7	7000	350	350	C20/25	2,112	СП110.30-5	11000	300	300	C16/20	2,4
СП70.30-6	7000	300	300	C16/20	1,536	СП110.30-10	11000	300	300	C20/25	2,4
СП70.30-5	7000	300	300	C16/20	1,536	СП100.35-9	10000	350	350	C20/25	2,976
СП70.30-4	7000	300	300	C16/20	1,536	СП100.35-8	10000	350	350	C20/25	2,976
СП60.30-9	6000	300	300	C16/20	1,32	СП100.35-7	10000	350	350	C20/25	2,976
СП60.30-5	6000	300	300	C16/20	1,32	СП100.35-6	10000	350	350	C20/25	2,976
СП60.30-4	6000	300	300	C16/20	1,32	СП100.35-5	10000	350	350	C20/25	2,976
СП50.35-4	5000	350	350	C16/20	1,536	СП100.35-4	10000	350	350	C20/25	2,976
СП50.30-9	5000	300	300	C16/20	1,104	СП100.35-10	10000	350	350	C20/25	2,976
СП50.30-4	5000	300	300	C16/20	1,104	СП100.30-9	10000	300	300	C20/25	2,184
СП50.30-2	5000	300	300	C16/20	1,104	СП100.30-8	10000	300	300	C20/25	2,184
СП40.35-4	4000	350	350	C16/20	1,248	СП100.30-7	10000	300	300	C16/20	2,184
СП40.30-9	4000	300	300	C16/20	0,888	СП100.30-6	10000	300	300	C16/20	2,184
СП40.30-4W	4000	300	300	C16/20	0,888	СП100.30-5	10000	300	300	C16/20	2,184
СП40.30-2	4000	300	300	C16/20	0,888	СП100.30-4	10000	300	300	C16/20	2,184
СП30.30-9	3000	300	300	C16/20	0,672	СП100.30-10	10000	300	300	C20/25	2,184
СП30.30-4	3000	300	300	C16/20	0,672	СП120.35-13	12000	350	350	C20/25	3,576
СП30.30-2	3000	300	300	C16/20	0,672	СП110.35-13	11000	350	350	C20/25	3,288
СП120.30-9	12000	300	300	C20/25	2,616	СП100.35-13	10000	350	350	C20/25	2,976

Железобетонная призматическая свая квадратного поперечного сечения с ненапрягаемой стержневой арматурой имеет свою марку. Примеры условных обозначений (марок) свай:

СП80.30-8, СП100.30-5.1,

где СП – свая квадратного сплошного сечения, цельная, с поперечным армированием ствола;

80, 100 – номинальная длина свай, дм;

30 – номинальные размеры сторон поперечного сечения свай, см;

8 (5) – тип армирования для свай с ненапрягаемой арматурой;

1 – свая с приставным наконечником.

5.2 Определение глубины заложения и назначения размеров ростверка

Ростверки под стены представляют собой многопролетную железобетонную балку, опирающуюся на отдельные опоры-сваи. Расчет тела ростверка ведется на нагрузки, возникающие в периоды строительства и эксплуатации сооружения, и сводится к определению изгибающих моментов и поперечных сил в пролетах балки и на опорах. Расчет отдельных ростверков под колонны заключается в проверке прочности ростверка – на продавливание колонной, угловой свайей, по поперечной силе в наклонных сечениях, на смятие под торцом колонн, на изгиб и подробно рассматривается в курсе «Железобетонные конструкции».

Глубину заложения ростверков для свайных фундаментов зданий следует назначать расчетом по [4, 5] исходя из комплекса факторов.

Монолитные ростверки под сборные и монолитные железобетонные опоры надземных конструкций при их высоте более 400 мм проектируют ступенчатого типа с размерами в плане их подошвы, ступеней и подколонников, кратными 50 мм. Высоту ступеней монолитных ростверков определяют расчетом на продавливание и назначают кратной 50 мм.

Применение сборных ростверков допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании. Под сборными ростверками в глинистых грунтах устраивают песчаную выравнивающую подготовку, а под монолитными в любых грунтах и сборными в водонасыщенных песках – бетонную подготовку из бетона не ниже класса С8/10 по СТБ 1544, толщиной 100 мм, с размерами на 100 мм более подошвы ростверка в каждую из сторон.

Ростверки под сборные колонны выполняют с устройством стакана с внутренними наклонными поверхностями стенок, размеры которого принимают больше размеров устанавливаемой колонны. Зазоры между стенками стакана и колонной принимают: понизу между стенками, дном стакана и плоскостями колонн – не менее 50 мм, поверху – не менее 75 мм.

Глубину стакана фундамента h_c целесообразно принимать равной глубине заделки колонн, установленной типовыми сериями и положениями [5] по условиям анкеровки арматуры колонны плюс 50 мм.

Толщину дна стакана назначают по расчету на продавливание (срез), но не менее 200 мм.

Ростверк, как правило, для промышленных и гражданских зданий и сооружений располагают ниже пола подвала, кроме однорядного размещения свай под стены. При непучинистых грунтах ростверки бесподвальных зданий могут закладываться у поверхности земли на 0,1...0,15 м ниже планировочных

отметок. Толщина ростверков жилых зданий должна быть не менее 30 см.

В производственных зданиях глубина заложения ростверка диктуется в основном конструктивными соображениями, но должна быть не менее 0,5 м.

В пучинистых грунтах глубина заложения ростверка должна быть не менее расчетной глубины промерзания.

При проектировании свайных фундаментов на сильно пучинистых грунтах необходимо предусмотреть между грунтом и подошвой ростверка зазор не менее 0,2 м. В несильно пучинистых грунтах под ростверками наружных стен в пределах глубины промерзания укладывают слой шлака толщиной не менее 30 см и песка не менее 50 см.

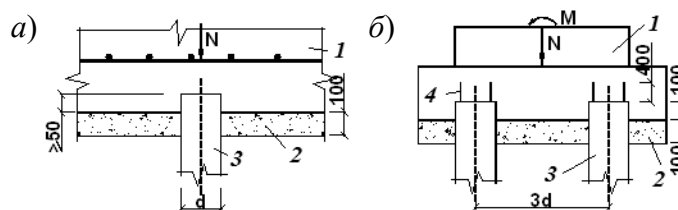
Обрез свайного фундамента (верх плиты) располагают по тем же правилам, что и в фундаментах мелкого заложения.

Толщину защитного слоя бетона ростверка, работающих в неагрессивных средах, следует устанавливать:

- для монолитных фундаментов – 45 мм (при наличии бетонной подготовки) и 80 мм (без нее);
- для сборных фундаментов – не менее 45 мм;
- во всех случаях – не менее диаметра рабочей арматуры и максимального диаметра заполнителя бетона.

Высота ростверка назначается по расчету или конструктивно. Толщина дна стакана как в сборных, так и в монолитных ростверках должна быть не менее 200 мм, свес ростверка относительно осей крайних свай – не менее $0,5d + 100$ мм, где d – сторона квадратной сваи или диаметр круглой.

Сваи, входящие в состав фундамента, должны сопрягаться с ростверком шарнирно или жестко (рисунок 5.2). Глубина заделки свай при шарнирной схеме должна быть не менее 50 мм, а при их жестком сопряжении с ростверком – равной длине анкеровки рабочей арматуры свай по [5]. Жесткое сопряжение свай с монолитным ростверком осуществляется заделкой оголенной стержневой арматуры на длину анкеровки l_{bd} , которую целесообразно определять по [5].



a – свободное или шарнирное опирание; *б* – жесткое соединение для свай; 1 – бетонный или железобетонный ростверк; 2 – бетонная подготовка; 3 – свая; 4 – выпуск арматуры

Рисунок 5.2 – Соединение свай с ростверком

Шарнирное соединение свай с ростверком осуществляется для центрально–нагруженных фундаментов. Жесткое соединение ростверка со сваями следует предусматривать в следующих случаях размещения ростверка в слабых грунтах, при внецентренной нагрузке, действующей на свайный фундамент, если свая работает на выдергивания.

В общем случае заделку свай в ростверке, работающей на вертикальные нагрузки, следует назначать не менее 5 см для ствола сваи и не менее 25 см для выпусков арматуры.

5.3 Предварительное определение размеров свай

Для фундаментов промышленных и гражданских зданий минимальная длина свай принимается 3 м. В общем случае длина свай назначается таким образом, чтобы были прорезаны слабые слои грунта.

Нижние концы свай следует заглублять в малосжимаемые крупнообломочные, гравелистые, крупные, средней крупности песчаные грунты, а также в глинистые грунты с показателем текучести $J_L \leq 0,1$ не менее чем на 0,5 м, в прочие виды нескальных грунтов – на 1,0 м.

При определении заглубления нижнего конца сваи важно, чтобы под ним оставался достаточно мощный слой прочного грунта. Ориентировочно можно считать, что под подошвой сваи должен быть слой прочного грунта толщиной не менее $3 \dots 5 d$ (где d – сторона квадратной или диаметр круглой сваи).

Полная длина свай определяется как сумма:

$$l_{св} = l_0 + \sum l_{сп} + l_{н.с.}, \quad (5.1)$$

где l_0 – глубина заделки сваи в ростверк;

$\sum l_{сп}$ – мощность прорезаемых слабых грунтов, расположенных выше несущего слоя, м;

$l_{н.с.}$ – заглубление в несущий слой, м.

Окончательные размеры свай и по сечению, и по длине назначают согласно таблице Б.1.

Пример определения типа, конструкции и размеров свай подробно рассмотрен в [11].

5.4 Расчет свайного фундамента

Расчет свайных фундаментов и их оснований должен быть выполнен по предельным состояниям:

– первой группы:

а) по прочности материала свай и свайных ростверков;

б) по несущей способности грунта основания свай;

в) по несущей способности оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций) или если основания ограничены откосами или сложены крутопадающими слоями грунта;

– второй группы:

а) по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;

б) по перемещениям свай (горизонтальным u_p , углам поворота головы

свай ψ_p) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных сил и моментов, при этом предельное значение горизонтального перемещения свай не должно превышать 20 мм;

в) по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов [1].

5.4.1 Определение несущей способности свай.

После определения и подбора длины свай рассчитывается ее несущая способность. При этом расчет свайных фундаментов и их оснований по несущей способности должен производиться на основные сочетания расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке, принимаемыми в соответствии с требованиями ТНПА на нагрузки и воздействия.

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия

$$\gamma_f \sum N \leq \sum \frac{F_{di}}{\gamma_k}, \quad (5.2)$$

где $\sum N$ – расчетная допустимая нагрузка на сваю, равная сумме нормативных внешних нагрузок, передаваемых на нее (продольное усилие, возникающее в свае от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), кН;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

F_{di} – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи или отдельной сваи в кусте и приходящейся на нее части ростверка, называемая в дальнейшем несущей способностью свай, кН;

γ_k – коэффициент надежности метода испытаний принимается согласно [5], но не более: 1,2 – если несущая способность свай определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой; 1,25 – если несущая способность свай определена расчетом по результатам статического зондирования грунта, по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей-зондом; 1,4 – если несущая способность свай определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта.

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю,

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = P_{св}. \quad (5.3)$$

Несущую способность свай всех видов следует определять как наименьшее из значений несущей способности, полученных по следующим двум условиям:

- 1) из условия сопротивления грунта основания свай;
- 2) из условия сопротивления материала свай.

При расчете свай всех видов по прочности материала сваю следует рас-

сма тривать как стержень, жестко заце мленный в грунте в сечении, располо женном от подошвы ро стверка на рас стоянии l_1 , определяемом по формуле

$$l_1 = l_0 + 2 / \alpha , \quad (5.4)$$

где l_1 – длина участка сваи от подошвы высокого ро стверка до уровня плани ровки грунта, м;

α – коэффициент деформации, 1/м, определяемый в соответствии с [1, при ложение А].

Несущая способность F_d , кН, железобетонной призматической забивной сваи *по материалу* определяется по формуле

$$F_d = \gamma_{cs} \cdot \varphi \cdot (f_{cd} \cdot A + f_{yd} \cdot A_s), \quad (5.5)$$

где φ – коэффициент, учитывающий продольный изгиб сваи;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

A_s – площадь поперечного сечения всех продольных стержней арматуры, м².

Несущую способность F_d , кН, *заце мленной в грунте забивной сваи*, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \sum U_i \cdot \gamma_{cf} \cdot h_i \cdot R_{fi}), \quad (5.6)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте; принимается $\gamma_c = 1$;

γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта, принимается по [5, таблица 5.1] или по [11, таблица 8.1];

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; принимается по [5, таблица 5.2] или по [11, таблица 8.2];

A – площадь опирания на грунт сваи, м²; принимается равной площади поперечного сечения брутто сваи;

U_i – усредненный периметр поперечного сечения ствола сваи в i -м слое грунта, м;

R_{fi} – расчетное сопротивление (прочность) i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа; принимается по [5, таблица 5.3] или по [11, таблица 8.3];

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

При определении несущей способности сваи по грунту следует составить в масштабе расчётную схему с изображением геологического разреза, отметки природного рельефа – NL , планировки – DL , подошвы ро стверка – FL и наложенного на него свайного фундамента.

Пример определения несущей способности железобетонной призматической сваи рассмотрен в [11].

5.4.2 Определение количества свай и размещение их в ростверке.

Проектирование свайных фундаментов ведется по расчетным нагрузкам с учетом различных сочетаний. Все нагрузки каждого сочетания следует привести к уровню подошвы ростверка, учитывая при этом его вес.

После приведения нагрузок к уровню подошвы ростверка необходимое ориентировочное количество свай определяют по формуле

$$n = \eta \cdot \frac{N_{0l}}{P_{св}}, \quad (5.7)$$

где N_{0l} – расчетная нагрузка на фундамент, кН;

η – коэффициент, учитывающий действие момента; при $\sum M_{0l} = 0$ $\eta = 1,0$; при $\sum M_{0l} > 0$ $\eta = 1,2$.

В зависимости от конструктивной схемы здания или сооружения сваи в плане могут устраиваться в виде:

- лент – для зданий с неполным каркасом, в которых преобладают равномерно распределенные нагрузки;
- одиночных свай – под отдельно стоящие опоры каркасных зданий;
- кустов из двух и более свай под колонны, столбы, отдельные конструкции с ростверками квадратной, прямоугольной, трапециевидной и других форм. Кусты из двух свай допускаются под небольшие опоры с вертикальной нагрузкой.

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

Сваи можно размещать в рядовом (рисунок 5.3, а) или шахматном порядке (рисунок 5.3, б).

Расстояние a_p между осями забивных свай на уровне острия должно быть не менее $3d$, а для свай-стоек – $1,5d$ (где d – диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи). Если шаг свай получится меньше, то несущая способность сваи недостаточна. Необходимо увеличить ее длину и площадь поперечного сечения и вновь рассчитать несущую способность.

При конструировании ростверка расстояние от его края до внешней стороны вертикально нагруженной сваи при свободной заделке ее в ростверк принимается:

- при однорядном размещении свай – $0,2d + 5$ см;
- при двухрядном размещении свай – $0,3d + 5$ см;
- при большем количестве рядов – $0,4d + 5$ см, но не менее 25 см.

В результате размещения свай по ростверку могут быть уточнены количество свай и размеры в плане (обычно в сторону увеличения).

После размещения свай и конструирования ростверка находят фактический вес ростверка и грунта, определяют фактическую нагрузку на каждую сваю N_p и проверяют условия:

– для центрально-загруженного фундамента

$$N_p = \frac{N_I}{n} \leq P_{ce}; \quad (5.8)$$

– для внецентренно центрально-загруженного фундамента

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_I}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \leq 1,2P_{ce}, \quad (5.9)$$

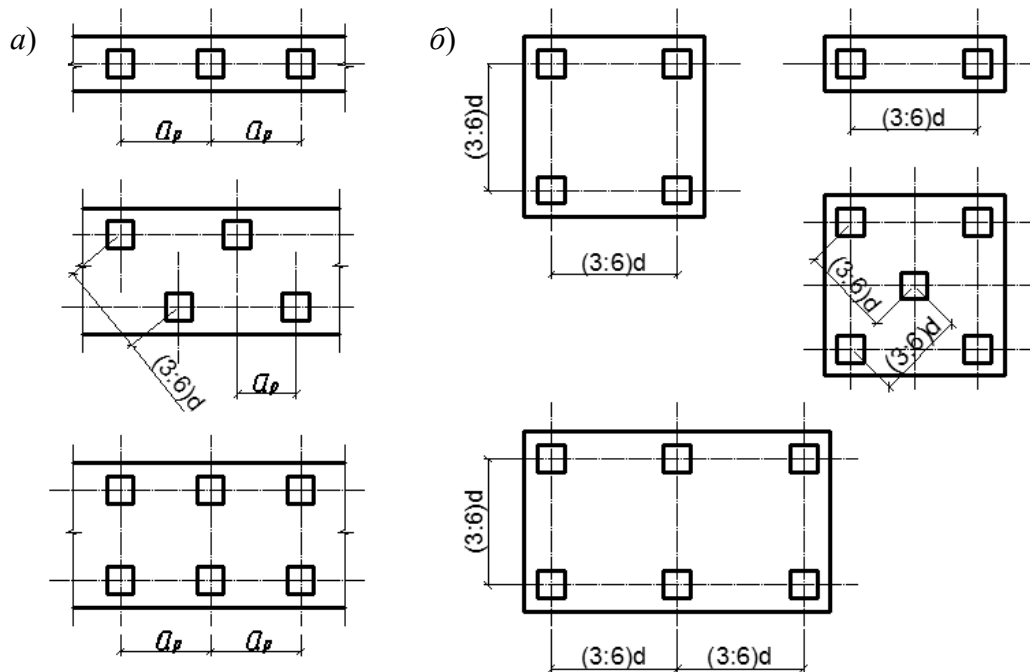
где N_I – расчетное сжимающее усилие, передаваемое на сваи, включая нагрузку по обрезу фундамента F_{VOI} , вес ростверка G_p и грунта на его уступах G_{gp} , кН,
 $N_I = F_{VOI} + G_p + G_{gp}$;

n – число свай в фундаменте, шт.;

M_x, M_y – расчетные изгибающие моменты относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка, кН·м;

x_i, y_i – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, м;

x, y – расстояние от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.



a – под стенами зданий; b – под отдельными опорами

Рисунок 5.3 – Расположение свай в ростверке

Если условия (5.8) или (5.9) не выполняются, то изменяют число свай, производят корректировку конструкции свайного ростверка.

Примеры определения количество железобетонных призматических свай для свайного фундамента под колонну и под наружную стену рассмотрены в [11].

5.4.3 Проверка прочности основания куста свай.

Свайный фундамент с висячими сваями передаёт все нагрузки на основание, расположенное на уровне острия свай. Удовлетворение условий (5.8) и (5.9) для каждой в отдельности сваи еще не означает, что основание свайного фундамента в целом на уровне концов свай будет работать надежно. За счёт сил трения между боковой поверхностью сваи и грунтом в передачи нагрузок на основание участвует грунт, окружающий сваи. При этом сваи вместе с окружающим грунтом образуют условный сплошной фундамент.

Границы условного фундамента в соответствии с рисунком 5.4 определяются снизу – плоскостью $BГ$, проходящей через нижние концы свай; с боков – вертикальными плоскостями $АГ$ и $БВ$, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $h \cdot \text{tg}(\varphi_{\text{п,мт}}/4)$, но не более двух диаметров или меньших сторон поперечного сечения сваи ($2d$), в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $J_L > 0,6$; сверху – поверхностью планировки грунта $АБ$.

Значение $\varphi_{\text{п,мт}}$ – осреднённое расчётное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле

$$\varphi_{\text{п,мт}} = \frac{\sum_{i=0}^n \varphi_{\text{п,и}} \cdot h_i}{\sum_{i=0}^n h_i}, \quad (5.10)$$

где $\varphi_{\text{п,и}}$ – расчётные значения углов внутреннего трения грунта по второй группе предельных состояний в пределах слоёв h_i ;

h_i – глубина погружения сваи в грунт; считают от подошвы ростверка.

$$\sum_{i=0}^n h_i = h_1 + h_2 + h_3 + h_n. \quad (5.11)$$

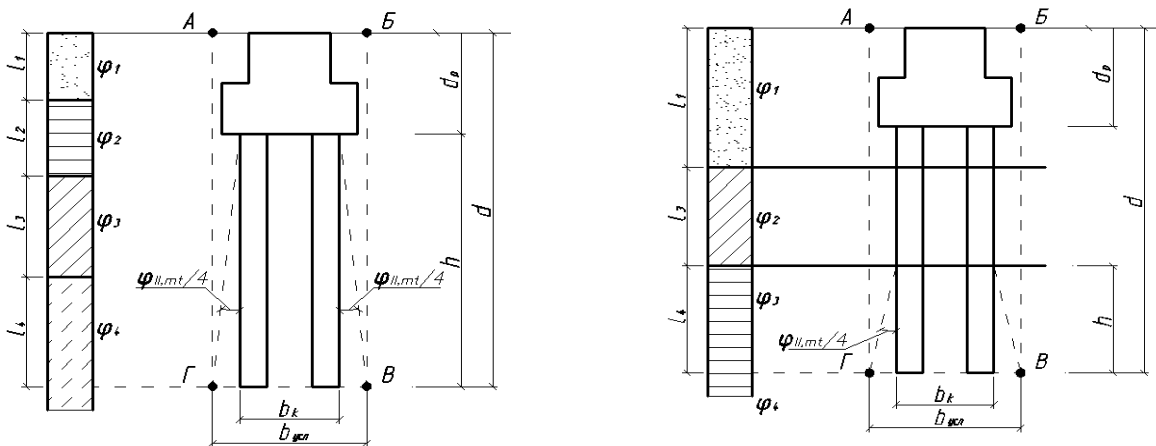


Рисунок 5.4 – К определению границы условного фундамента

Найдя размеры подошвы условного фундамента $АБВГ$, включающего в себя грунт, сваи и ростверк, а также глубину его заложения $d_{\text{усл}}$, определяют для центрально-загруженного фундамента среднюю интенсивность давления по по-

дошве условного фундамента:

$$p_m = \frac{F_{v0II} + G_p + G_{zp}}{a_{усл} \cdot b_{усл}} \leq R_{усл}, \quad (5.12)$$

где $a_{усл}$, $b_{усл}$ – длина и ширина подошвы условного фундамента соответственно;

$$\begin{aligned} a_{усл} &= a_1 + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt} / 4); \\ b_{усл} &= b_1 + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt} / 4). \end{aligned} \quad (5.13)$$

Для внецентренно-загруженного фундамента крайевые давления

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{усл}} \pm \frac{M}{W} \leq 1,2 \cdot R_{усл}, \quad (5.14)$$

где F_{v0II} , G_p , G_{zp} – нагрузка по обрезу фундамента, вес ростверка и грунта на его уступах в пределах условного фундамента соответственно, кН;

W – момент сопротивления подошвы условного свайного фундамента, м³;

$R_{усл}$ – расчётное сопротивление грунта в плоскости подошвы условного фундамента (см. формулу (3.13)), кПа;

M – расчётный момент, действующий на уровне нижних концов свай, т. е. по подошве условного свайного фундамента $M = M_{0II} + F_{h0II} \cdot d_{усл}$.

Вертикальная составляющая нормальных сил на уровне нижних концов свай

$$N = F_{v0II} + G_p + G_{zp} + G_{св}. \quad (5.15)$$

Если условия (5.12) или (5.13) не выполняются, то необходимо либо увеличить количество свай, либо изменить расстояние между сваями, либо изменить размеры свай.

Пример проверки прочности основания куста свай рассмотрен в [11].

Расчет свайного фундамента по деформациям основания производится аналогичным образом, как и фундамента мелкого заложения на естественном основании.

5.5 Технологические особенности по устройству свайного фундамента

Выбор молота для погружения свай.

Механизмы ударного действия необходимо выбирать по величине минимальной энергии по формуле

$$E \geq 1,75 \cdot \alpha \cdot P_{св}, \quad (5.16)$$

где E – требуемая энергия удара молота, Дж;

$P_{св}$ – расчётная нагрузка, передаваемая на сваю, кН;

α – коэффициент, $\alpha = 25$ Дж/кН.

В зависимости от требуемой величины энергии удара определяют сваебойный агрегат, характеристики которого приведены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Характеристики сваебойных дизельных молотов

Тип молота	Марка молота	Энергия удара, кДж	Масса молота, кг	Масса ударной части, кг	Высота падения ударной части, м	Высота молота, м	Число ударов в минуту
1 Штанговый	СП-60	3	350	240	1,3	1,98	57
	СП-6Б	58,8	4220	2500	2,4	4,54	50
2 Трубчатый с воздушным охлаждением	С-859А	31,4	3500	1800	3	4,16	42
	С-949А	42,7	5800	2500	3	4,68	42
	С-954А	59,8	7300	3500	3	4,80	42
	С-977А	88,3	9000	5000	3	5,52	55
3 Трубчатый с водяным охлаждением	С-995А	22	2600	1250	3	3,96	43
	С-996А	31,4	3500	1800	3	4,16	43
	С-1047А	42,7	3600	2500	3	4,97	43
	С-1048А	59,8	8000	3500	3	5,08	43
	СП-54-1	88,3	10000	5000	3	5,50	45
4 Быстроходный трубчатый с воздушным охлаждением	СО1-133	5,5	650	3500	1,6	2,86	60
	УРБ-500	8,3	1200	5000	1,8	3,35	75
	УРБ-1250	18,6	2600	1250	1,9	3,75	60
5 Быстроходный трубчатый с водяным охлаждением	УРБ-1800	26,5	4000	1800	1,9	4,03	60
	УРБ-2500	28,5	6000	2500	1,9	4,90	60

Принятый тип молота должен удовлетворять условию

$$k \geq \frac{G_n + q}{E_d}, \quad (5.17)$$

где G_n – полный вес молота (см. таблицу 5.2), кН;

q – масса сваи (включая массу наголовника и подбабка), кН;

E_d – расчётное значение энергии удара (таблица 5.3), кДж.

Таблица 5.3 – Расчётная энергия удара молота

Молот	Расчётная энергия удара молота E_d , кДж
1 Подвесной или одиночного действия	GH
2 Трубчатый дизель-молот	$0,9GH$
3 Штанговый дизель-молот	$0,4GH$
4 Дизельный или при контрольной добавке одиночными ударами без подачи топлива	$G(H - h)$
<i>Примечание</i> – G – вес ударной части молота, кН; h – высота первого отскока ударной части дизель-молота от воздушной подушки, определяется по мерной рейке, м. Для предварительных расчётов допускается принимать: для штанговых молотов $h = 0,6$ м; для трубчатых молотов $h = 0,4$ м	

Молот считается пригодным, если значение k (таблица 5.4) будет превышать значения, вычисленные по формуле (5.17).

Фактическая высота падения ударной части молота H , м, принимается на стадии окончания забивки свай (см. таблицу 5.2):

– для трубчатых дизель-молотов – 2,8 м;

– для штанговых дизель-молотов – в зависимости от массы ударной части молота: при G , равном 1250, 1800 и 2500 кг, H равна 1,7, 2,0 и 2,2 м соответственно; величины G и H_{\max} приведены в таблице 5.2.

Таблица 5.4 – Значение k

Тип молота	k
Двойного действия и трубчатые дизельные молоты	6
Одиночного действия и штанговые дизельные молоты	5
Подвесные молоты	5

Пример – Подобрать молот для забивки свай, если расчетная нагрузка на сваю $P_{св} = 197,2$ кН.

Механизмы ударного действия следует выбирать по величине минимальной энергии по формуле

$$E \geq 25 \cdot 1,75 \cdot P_{св} = 25 \cdot 1,75 \cdot 197,2 = 8627,5 \text{ Дж},$$

где $P_{св}$ – расчетная нагрузка на сваю.

В зависимости от требуемой величины энергии удара определяют свайный агрегат.

Принимаем трубчатый дизель-молот С–995А с $E = 22 > 8,627$ кДж.

$$E_d = 0,9 \cdot G \cdot H = 0,9 \cdot 12,5 \cdot 2,8 = 31,5 \text{ кДж}.$$

Проверяем условие

$$k = 6 \geq \frac{G_n + q}{E_d} = \frac{26 + 22,5 + 1}{31,5} = 1,57,$$

где G_n – полный вес молота, $G_n = 26$ кН;

q – вес свай с наголовником и подбабком, $q = q_1 + q_2$;

q_1 – вес железобетонной призматической свай сечением 30×30 см и длиной $l = 10$ м, $q_1 = 22,5$ кН;

q_2 – вес наголовника и подбабка, $q_2 = 1$ кН.

Условие выполняется, значит молот пригоден для забивки свай.

Определение проектного отказа свай.

При забивке свай длиной до 25 м определение остаточного отказа свай S_a (при условии, что $S_a \geq 0,002$ м) возможно по формуле

$$S_a = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{F_d / M \cdot (F_d / M + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (5.18)$$

где M – коэффициент; принимается при забивке свай молотами ударного действия $M = 1$;

η – коэффициент; принимается в зависимости от материала сваи: для железобетонных свай с наголовником – 1500 кН/м^2 ; деревянных свай: с подбабком – 800 кН/м^2 ; без подбабка – 1000 кН/м^2 ;

A – площадь поперечного сечения сваи, м^2 ;

E_d – расчётная энергия удара молота, кДж ;

F_d – несущая способность свай, кН ;

m_1 – полная масса молота, т ;

m_2 – масса сваи с наголовником, т ;

m_3 – масса подбабка, т ;

ε^2 – коэффициент восстановления удара, $\varepsilon^2 = 0,2$.

Пример – Определить проектный отказ сваи $30 \times 30 \text{ см}$ длиной 10 м , забиваемой молотом С–995А, если несущая способность сваи $F_d = 276,03 \text{ кН}$.

$$S_a = \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 31,5}{276,03/1 \cdot (276,03/1 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{2,6 + 0,2 \cdot (2,25 + 0,1)}{2,6 + 2,25 + 0,1} = 0,059 \text{ м};$$

$$S_a = 0,059 > 0,002 \text{ м}.$$

6 Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов

Техничко-экономическую оценку (ТЭО) проектных решений фундаментов следует выполнять в соответствии с [4, подраздел 4.3] исходя из принципов эксплуатационной надёжности, экономии материалов, снижения трудоёмкости и энергоёмкости, сокращения сроков изготовления и монтажа.

Оценку и выбор оптимального проектного решения фундамента из множества техничски возможных следует выполнять на основе сравнительного анализа техничко-экономических показателей по вариантам. Экономические показатели приведены в таблице 6.1 [4, подраздел 4.3].

Необходимыми условиями достоверной оценки техничских показателей являются:

– приведение всех рассматриваемых вариантов к сопоставимым значениям техничских показателей;

– равенство исходных данных (нагрузки, грунты и т. п.) и соблюдение требований норм и ограничений;

– реальность технологии производства работ для рассматриваемых условий строительства и возможностей исполнителей; технология должна быть наиболее рациональной из возможных по каждому из сравниваемых вариантов.

Таблица 6.1 – Перечень экономических показателей

Наименование показателя	Условное обозначение
<i>Основные показатели</i>	
Приведенные затраты, р.	$P = C_i + K_i E_n$
Себестоимость, р.	C
Коэффициент эффективности, кН/(р. · чел.-дн.)	$z = N/P(C)T$
<i>Дополнительные показатели</i>	
Затраты труда, чел.-дн.	T
В том числе на стройплощадке	T_s
Расход материалов:	
стали, т	$B_{ст}$
цемента, т	$B_{ц}$
бетона (железобетона), м ³	$B_b(B_{жб})$
Капитальные вложения в строительную базу, р.	K
Продолжительность работ, лет	t
<p><i>Примечание</i> – C_i – стоимость строительно-монтажных работ; K_i – капитальные вложения в основные производственные фонды строительной организации; E_n – нормативный коэффициент капиталовложений по сравниваемым вариантам; N – нагрузка на фундамент от надземных конструкций, кН (кН/м)</p>	

Список литературы

- 1 Фундаменты плитные : СП 5.01.05–2025. – Введ. 08.07.2025. – Мн. : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2025. – 125 с.
- 2 Классификация грунтов : СП 5.01.04–2025. – Введ. 2025-02-10. – Мн. : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2025. – 46 с.
- 3 Устройство оснований и фундаментов : СП 5.01.02–2023. – Введ. 04.05.2023. – Мн. : Минстройархитектуры, 2023. – 172 с.
- 4 Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений : СП 5.01.01–2023. – Введ. 27.02.2023. – Мн. : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2023. – 150 с.
- 5 Свайные фундаменты : СП 5.01.03–2023. – Введ. 17.04.2023. – Мн. : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2023. – 149 с.
- 6 Система проектной документации для строительства. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Основные требования к составлению и оформлению документации, условные графические обозначения : СТБ 21.302–99. – Введ. 15.02.1999. – Мн. : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 1999. – 59 с.
- 7 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений : ГОСТ 21.501–2011. – Введ. 08.12.2011. – М. : Стандартинформ, 2013. – 45 с.

8 **Талецкий, В. В.** Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий : учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий, М. В. Маркова. – Гомель : БелГУТ, 2018. – 85 с.

9 **Пойта, П. С.** Механика грунтов : учеб. пособие / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк. – Мн. : Выш. шк., 2019. – 280 с.

10 Механика грунтов, основания и фундаменты: метод. рекомендации к практическим занятиям для студентов специальностей 6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью» и 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» дневной и заочной форм обучения / Бел.-Рос. ун-т ; сост. О. М. Лобикова: – Могилев : Бел.-Рос. ун-т, 2025. – Ч. 1. – 48 с.

11 Механика грунтов, основания и фундаменты : метод. рекомендации к практическим занятиям для студентов специальностей 6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью» и 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» дневной и заочной форм обучения / Бел.-Рос. ун-т ; сост. О. М. Лобикова: – Могилев : Бел.-Рос. ун-т, 2025. – Ч. 2. – 48 с.

Приложение А (справочное)

Таблица А.1 – Марки плит ленточных фундаментов (серия Б1.012.1-2.08)

Марка плиты по серии Б1.012.1-2.08	Габаритные размеры, мм			Масса m , кг
	ширина b	длина l	высота h	
ФЛ 6.24	600	2380	300	930
ФЛ 6.12		1180		450
ФЛ 8.24	800	2380		1150
ФЛ 8.12		1180		550
ФЛ 10.30	1000	2980		1750
ФЛ 10.24		2380		1380
ФЛ 10.12		1180		650
ФЛ 10.8		780		420
ФЛ 12.30	1200	2980		2050
ФЛ 12.24		2380		1630
ФЛ 12.12		1180		780
ФЛ 12.8		780		500
ФЛ 14.30	1400	2980	2400	
ФЛ 14.24		2380	1900	
ФЛ 14.12		1180	910	
ФЛ 14.8		780	580	
ФЛ 16.30	1600	2980	2710	
ФЛ 16.24		2380	2150	
ФЛ 16.12		1180	1030	
ФЛ 16.8		780	650	
ФЛ 20.30	2000	2980	5100	
ФЛ 20.24		2380	4050	
ФЛ 20.12		1180	1950	
ФЛ 20.8		780	1250	
ФЛ 24.30	2400	2980	5980	
ФЛ 24.24		2380	4750	
ФЛ 24.12		1180	2300	
ФЛ 24.8		780	1450	
ФЛ 28.24	2800	2380	5900	
ФЛ 28.12		1180	2820	
ФЛ 28.8		780	1800	
ФЛ 32.12	3200	1180	3230	
ФЛ 32.8		780	2050	

Примечания

1 Данные плиты предназначены для устройства ленточных фундаментов зданий и сооружений, эксплуатируемых при расчетной температуре наружного воздуха до минус 40 °С включительно в грунтах и грунтовых водах с неагрессивной степенью воздействия на железобетонные конструкции. В противном случае проектная документация на конкретное здание или сооружение должна содержать дополнительные требования на изготовление плит.

2 Пример маркировки плиты ФЛ шириной 1200 мм, длиной 2400 мм, первой группы по несущей способности: ФЛ 12.24-1

Таблица А.2 – Марки монолитных фундаментов под железобетонные колонны (серия 1.412.1-6)

Марка фунда-мента	Размер фундамента, м								Марка фунда-мента	Размер фундамента, м							
	a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n		a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n
Ф1.1.1.X	1,5	–	–	0,9	1,5	–	–	0,9	Ф6.2.3.X	2,7	2,1	–	1,5	2,1	1,5	–	0,9
Ф2.1.1.X	1,8	–	–		1,5	–	–		Ф7.2.3.X	3,0	2,4	–		2,4	1,8	–	
Ф3.1.1.X	1,8	–	–		1,8	–	–		Ф8.2.3.X	3,3	2,4	–		2,7	2,1	–	
Ф4.1.1.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф9.2.3.X	3,6	2,7	–		3,0	2,1	–	
Ф2.1.2.X	1,8	–	–	1,2	1,5	–	–	0,9	Ф10.2.3.X	3,9	2,7	–	3,3	2,1	–	1,2	
Ф3.1.2.X	1,8	–	–		1,8	–	–		Ф5.2.4.X	2,4	1,8	–	1,8	1,2	–		
Ф4.1.2.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф6.2.4.X	2,7	2,1	–	2,1	1,2	–		
Ф5.1.2.X	2,4	–	–	1,5	1,8	–	–	1,2	Ф7.2.4.X	3,0	2,4	–	2,4	1,8	–	1,2	
Ф4.1.3.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф8.2.4.X	3,3	2,7	–	2,7	1,8	–		
Ф5.1.3.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф9.2.4.X	3,6	2,4	–	3,0	2,1	–		
Ф6.1.3.X	2,7	–	–	1,2	2,1	–	–	1,2	Ф10.2.4.X	3,9	2,7	–	3,3	2,1	–	1,2	
Ф3.1.4.X	1,8	–	–		1,8	–	–		Ф6.2.5.X	2,7	2,1	–	2,1	1,2	–		
Ф4.1.4.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф7.2.5.X	3,0	2,4	–	2,4	1,8	–		
Ф5.1.4.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф8.2.5.X	3,3	2,4	–	2,7	2,1	–		
Ф4.1.5.X	2,1	–	–	1,5	1,8	–	–	1,2	Ф9.2.5.X	3,6	2,7	–	3,0	2,1	–	1,2	
Ф5.1.5.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф10.2.5.X	3,9	3,0	–	3,3	2,1	–		
Ф6.1.5.X	2,7	–	–	1,8	2,1	–	–	1,8	Ф11.2.5.X	4,2	2,7	–	3,6	2,4	–	1,8	
Ф5.1.6.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф7.2.6.X	3,0	2,4	–	2,4	1,8	–		
Ф6.1.6.X	2,7	–	–		2,1	–	–		Ф8.2.6.X	3,3	2,4	–	2,7	2,1	–		
Ф7.1.6.X	3,0	–	–	0,9	2,4	–	–	0,9	Ф9.2.6.X	3,6	2,7	–	3,0	2,1	–	0,9	
Ф4.2.1.X	2,1	1,5	–		1,8	0,9	–		Ф10.2.6.X	3,9	3,0	–	3,3	2,4	–		
Ф5.2.1.X	2,4	1,5	–		1,8	0,9	–		Ф11.2.6.X	4,2	3,0	–	3,6	2,4	–		
Ф6.2.1.X	2,7	2,1	–		2,1	1,5	–		Ф6.3.1.X	2,7	2,1	1,5	2,1	1,5	1,5		
Ф7.2.1.X	3,0	2,1	–	1,2	2,4	1,5	–	0,9	Ф7.3.1.X	3,0	2,4	1,5	2,4	1,8	0,9	0,9	
Ф8.2.1.X	3,3	2,4	–		2,7	1,5	–		Ф8.3.1.X	3,3	2,7	1,5	2,7	2,1	1,5		
Ф5.2.2.X	2,4	1,8	–		1,8	0,9	–		Ф9.3.1.X	3,6	2,7	1,8	3,0	2,4	1,5		
Ф6.2.2.X	2,7	2,1	–	1,2	2,1	1,5	–	0,9	Ф10.3.1.X	3,9	3,0	1,8	3,3	2,4	1,5	0,9	
Ф7.2.2.X	3,0	2,1	–		2,4	1,8	–		Ф11.3.1.X	4,2	3,3	2,1	3,6	2,7	1,5		
Ф8.2.2.X	3,3	2,4	–		2,7	1,8	–		Ф12.3.1.X	4,5	3,3	2,4	3,9	2,7	1,8		
Ф9.2.2.X	3,6	2,4	–		3,0	1,8	–		Ф13.3.1.X	4,8	3,6	2,1	4,2	3,3	1,8		
Ф7.3.2.X	3,0	2,4	1,8	1,2	2,4	1,8	–	1,5	Ф14.3.5.X	5,1	3,9	2,4	4,5	3,3	1,8	1,2	
Ф8.3.2.X	3,3	2,7	1,8		2,7	2,1	–		Ф15.3.5.X	5,4	4,2	2,4	4,8	3,6	1,8		
Ф9.3.2.X	3,6	3,0	2,1		3,0	2,4	–		Ф9.3.6.X	3,6	3,0	2,4	3,0	2,1	1,8		
Ф10.3.2.X	3,9	3,0	2,1	1,2	3,3	2,7	–	1,8	Ф10.3.6.X	3,9	3,0	2,4	3,3	2,4	1,8	0,9	
Ф11.3.2.X	4,2	3,3	2,4		3,6	2,7	–		Ф11.3.6.X	4,2	3,0	2,4	3,6	2,7	1,8		
Ф12.3.2.X	4,5	3,3	2,1		3,9	3,0	–		Ф12.3.6.X	4,5	3,3	2,4	3,9	2,7	1,8		
Ф13.3.2.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0	–		Ф13.3.6.X	4,8	3,6	2,4	4,2	3,0	1,8		
Ф14.3.2.X	5,1	3,9	2,4	1,2	4,5	3,3	–	0,9	Ф14.3.6.X	5,1	3,9	2,4	4,5	3,3	1,8	0,9	
Ф13.3.2.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0	–		Ф13.3.6.X	4,8	3,6	2,4	4,2	3,0	1,8		
Ф14.3.2.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3	–		Ф14.3.6.X	5,1	3,9	2,4	4,5	3,3	1,8		
Ф8.3.3.X	3,3	2,4	1,5	1,2	2,7	2,1	–	0,9	Ф15.3.6.X	5,4	4,2	2,4	4,8	3,6	1,8	1,2	
Ф9.3.3.X	3,6	2,7	2,1		3,0	2,1	–		Ф16.3.6.X	5,7	4,5	2,7	5,1	3,9	2,1		

Окончание таблицы А.2

Марка фунда-мента	Размер фундамента, м								Марка фунда-мента	Размер фундамента, м							
	a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n		a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n
Ф10.3.3.X	3,9	3,0	2,1	1,5	3,3	2,4	0,9	0,9	Ф11.3.4.X	4,2	3,3	2,4	1,2	3,6	2,7	1,2	
Ф11.3.3.X	4,2	3,0	2,1		3,6	2,7			Ф12.3.4.X	4,5	3,3	2,4		3,9	3,0		
Ф12.3.3.X	4,5	3,3	2,4		3,9	2,7			Ф13.3.4.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0		
Ф13.3.3.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0			Ф14.3.4.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3		
Ф14.3.3.X	5,1	4,2	2,4		4,5	3,6			Ф8.3.5.X	3,3	2,7	2,1	2,7	2,1			
Ф15.3.3.X	5,4	4,2	2,7		4,8	3,6			Ф9.3.5.X	3,6	3,0	2,1	3,0	2,1			
Ф7.3.4.X	3,0	2,4	1,8	1,2	2,4	1,8	1,2	1,2	Ф10.3.5.X	3,9	3,0	2,1	1,5	3,3	2,4	1,2	
Ф8.3.4.X	3,3	2,7	1,8		2,7	2,1			Ф11.3.5.X	4,2	3,3	2,1		3,6	2,7		
Ф9.3.4.X	3,6	3,0	2,1		3,0	2,4			Ф12.3.5.X	4,5	3,3	2,1		3,9	2,7		
Ф10.3.4.X	3,9	3,3	2,1		3,3	2,7			Ф13.3.5.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0		
																	4,8

План фундамента

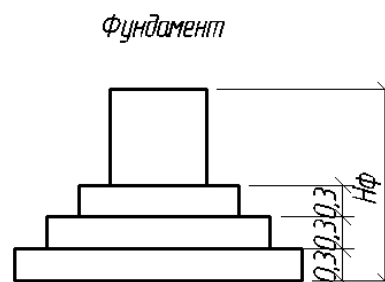
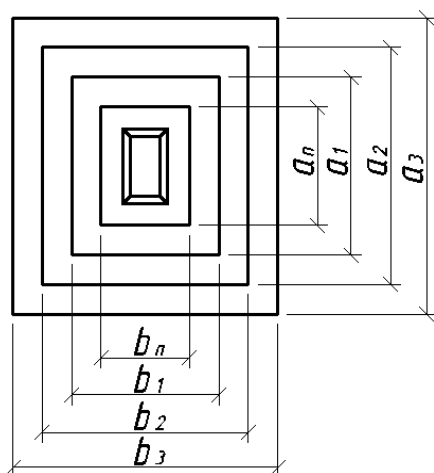


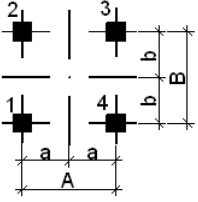
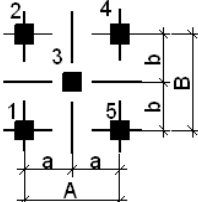
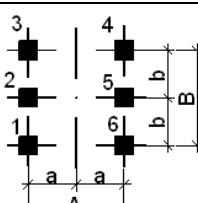
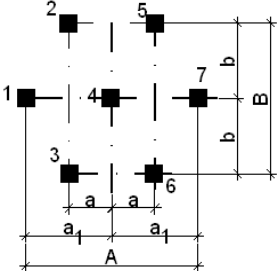
Рисунок А.1 – Схема к подбору фундаментов по таблице А.2

Таблица А.3 – Подбор сечения подколонников под колонны (серия 1.412.1-6)

Размер колонн, мм		Размер подколонника, м		Размер колонн, мм		Размер подколонника, м		Размер колонн, мм		Размер подколонника, м			
a_k	b_k	a_n	b_n	a_k	b_k	a_n	b_n	a_k	b_k	a_n	b_n		
300	300	0,9	0,9	400	400	0,9	0,9	600	400	1,2	0,9		
		1,2	0,9			1,2	0,9			1,5	0,9		
400	300	0,9	0,9			1,2	1,2			1,2	1,2	1,5	1,2
		1,2	0,9			1,2	0,9			1,8	1,2		
500	300	1,2	0,9	500	400	1,2	0,9	—	—	—	—		
		1,5	0,9			1,5	0,9	—	—				

Приложение Б (справочное)

Таблица Б.1 – Параметры типовых свайных кустов из забивных свай для одноэтажных промышленных зданий

Номер схе- мы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размер, мм												
			<i>a</i>	<i>a</i> ₁	<i>a</i> ₂	<i>A</i>	<i>b</i>	<i>b</i> ₁	<i>B</i>						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
1		300 × 300	450	–	–	900	450		900						
			650			1300									
			800			1600									
		350 × 350	600			1200									
			750			1500									
			1050			2100									
		400 × 400	600			1200									
			750			1500									
			1050			2100									
2		300 × 300	650	–	–	1300	650	–	1300						
			800			1600	450		900						
			950			1900									
			1100			2200									
		350 × 350	1075			2150	625		1250						
			1225			2450	625		1250						
			400 × 400			900	1800		750	1500					
						1050	2100		600	1200					
		1200				2400									
		1350				2700									
		3				300 × 300	900		–	–	1800	450	–	900	
							1100				2200				
1250	2500														
350 × 350	1050			2100	600	1200									
	1200			2400											
	400 × 400			1200	2400										
1350				2700											
4					300 × 300	475	–	–			1900			800	
	625					1250					2500			650	
	350 × 350	525	1050		2100	900			1800						
		675	1350		2700										
	400 × 400	600	1200		2400	105			2100						
		675	1350		2700	0									
		750	1500		3000	900				1800					
		825	1650		3300										

Окончание таблицы Б.1

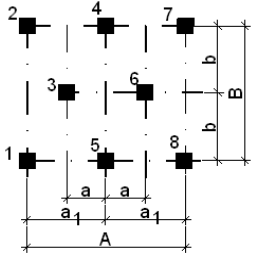
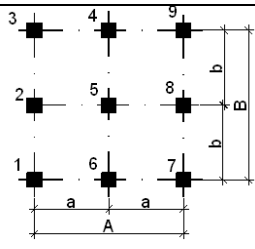
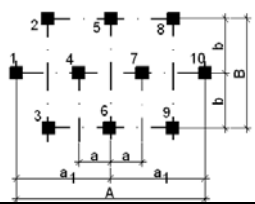
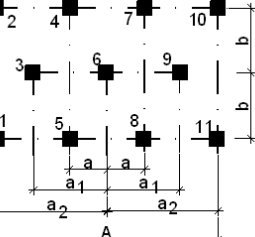
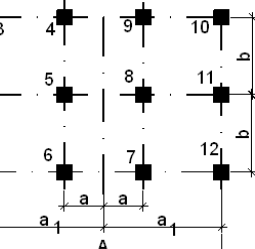
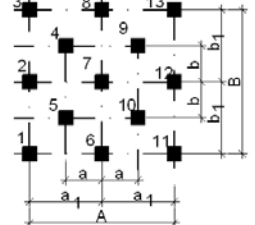
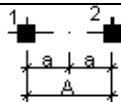
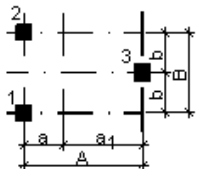
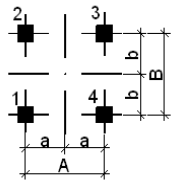
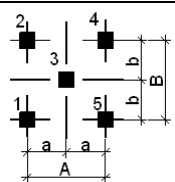
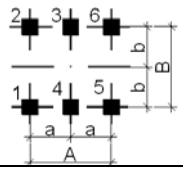
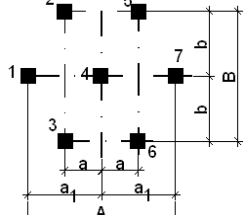
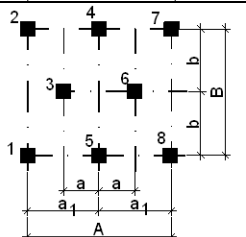
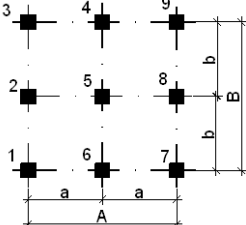
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5		300 × 300	475 625	950 1250	–	1900 2500	800 650	–	1600 1300
		350 × 350	525 675	1050 1350		2100 2700	900		800
		400 × 400	600 675 750 825	1200 1350 1500 1650	–	2400 2700 3000 3300	1050 900	–	2100 1800
6		300 × 300	900 1100 1400 1550	–	–	1800 2200 2800 3100	900	–	1800
		350 × 350	1050 1225 1375 1650			2100 2450 2750 3300			
		400 × 400	1200 1500			2400 3000	200		400
7		300 × 300	450 500	1350 1500	–	2700 3000	900	–	1800
		350 × 350	550 600	1650 1800		3300 3600			
8		300 × 300	450 500	900 1000	1350 1500	2700 3000	900	–	1800
		350 × 350	550 600	1100 1200	1650 1800	3300 3600			
9		300 × 300	450 500 550 600 650	1350 1500 1650 1800 1950	–	2700 3000 3300 3600 3900	900	–	1800
		350 × 350	550 650	1650 1950		3300 3900			
10		300 × 300	625 700 775 850 925	1250 1400 1550 1700 1850	–	2500 2800 3100 3400 3700	625 550 450	1250 1100 900	2500 2200 1800

Таблица Б.2 – Параметры типовых свайных кустов из забивных свай для многоэтажных промышленных зданий

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размер, мм				
			a	a_1	A	b	B
1		300 × 300	450	—	900	—	—
		350 × 350	600		1200		
		400 × 400					
2		300 × 300	300	600	900	450	900
		350 × 350	400	800	1200		
		400 × 400					
3		300 × 300	450	—	900	450	900
			600		1200		
		350 × 350	600		1500	600	1200
4		400 × 400	750		1200		
			600	1500			
		300 × 300	650	—	1300	650	1300
5		350 × 350	1050	—	1800	450	900
			900		2100	600	1200
		300 × 300	475		950	1900	800
6		350 × 350	525	1050	2100	900	1800
			475	950	1900	800	1600
		300 × 300	475	950	1900	800	1600
7		350 × 350	525	1050	2100	900	1800
			475	950	1900	800	1600
		300 × 300	475	950	1900	800	1600
8		350 × 350	1050	—	1800	900	1800
			600		2100	1050	2100
		300 × 300	600		—	1800	900