

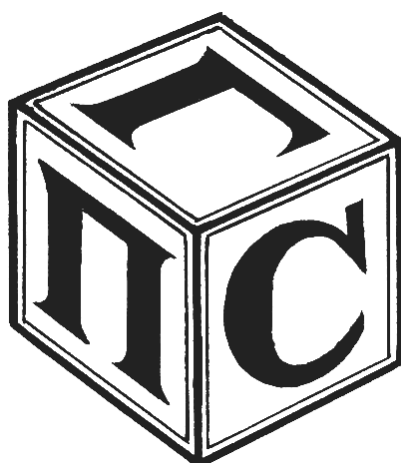
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения*

Часть 2



Могилев 2020

УДК 624.15
ББК 38.7
М55

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«09» сентября 2020 г., протокол № 1

Составители: ст. преподаватель Е. В. Кожемякина;
ст. преподаватель О. М. Лобикова

Рецензент канд. техн. наук, доц. В. В. Кутузов

Методические рекомендации предназначены для студентов специальности
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной
форм обучения. Приведены примеры расчета свайного фундамента в рамках
курсового проекта.

Учебно-методическое издание

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Часть 2

Ответственный за выпуск	С. Д. Макаревич
Корректор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Е. В. Ковалевская

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 115 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, Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2020

Содержание

Введение	4
1 Общие положения	5
2 Конструирование свайного фундамента	6
2.1 Конструирование железобетонной сваи	7
2.2 Определение глубины заложения и назначения размеров ростверка	8
2.3 Предварительное определение размеров свай	11
3 Расчет свайного фундамента	13
3.1 Определение несущей способности свай	13
3.2 Определение количества свай и размещение их в ростверке	16
3.3 Проверка прочности основания куста свай	21
4 Технологические особенности по устройству свайного фундамента	29
4.1 Выбор молота для погружения свай	29
4.2 Определение проектного отказа свай	32
5 Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов	32
Список литературы	34
Приложение А	36
Приложение Б	46

Введение

Методические рекомендации к выполнению курсовой работы составлены в соответствии с учебной программой учреждения высшего образования по учебной дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения.

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.

Методические рекомендации содержат примеры к разработке раздела 3 «Расчет и конструирование свайного фундамента» (определение геометрических размеров характеристик свай, их несущей способности, расположение свай в плане, определение осадок).

При разработке методических рекомендаций учтены требования ТКП 45-5.01-254–2012 (02250) *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-256–2012 (02250) *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства*, П13-01 к СНБ 5.01.01–99 *Проектирование и устройство буронабивных свай*, П19-04 к СНБ 5.01.01–99 *Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием*.

При изменении нормативно-законодательной базы алгоритмы расчетов корректируют, приводя их в соответствие с требованиями, установленными на дату выполнения курсовой работы.

1 Общие положения

Выбор конструкции фундамента (свайного, на естественном или искусственном основании), а также вида свай и свайного фундамента (например, свайных групп, кусты, ленты, поля), следует производить исходя из:

- конкретных условий строительной площадки, характеризующихся материалами инженерных изысканий;
- расчетных нагрузок, действующих на фундамент и обеспечивающих наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов основания;
- физико-механических свойств материалов фундаментов, принятых на основе результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов и проектных решений (например, с оценкой по приведенным затратам), выполненного с учетом требований по экономному расходованию основных строительных материалов и трудовых затрат.

Свайные фундаменты следует проектировать:

- на основе результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических, инженерно-гидрометеорологических 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;
- с учетом местных условий строительства.

Проектирование свайных фундаментов без инженерно-геологических изысканий не допускается.

Результаты инженерных изысканий должны содержать данные, необходимые для выбора типа свайного фундамента, определения вида свай и их габаритов (размеров поперечного сечения и длины свай), расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, с учетом прогноза возможных изменений в процессе строительства и эксплуатации здания или сооружения инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, а также вида и объема требуемых инженерных мероприятий [1].

Нагрузки на сваи назначают исходя из условия предельного использования прочностных свойств материалов, если только позволяет несущая способность грунтов.

В зависимости от грунтовых условий могут быть применены различные типы свайных фундаментов. В строительстве имеется большое количество типоразмеров свай. Для фундаментов зданий и сооружений обычно применяют сваи сплошного сечения размерами 20×20 , 30×30 , 35×35 и 40×40 см.

В данных методических рекомендациях наиболее подробно рассмотрены вопросы проектирования фундаментов с призматическими железобетонными забивными сваями, но могут быть разработаны и другие варианты фундаментов, например, набивные, буронабивные или винтовые сваи.

Расчёты свайных фундаментов следует производить по двум группам предельных состояний.

Расчёты по первой группе предельных состояний должны дать решение о количестве и глубине погружения свай на основе определения их несущей способности по грунту и материалу на основании проверки несущей способности грунта условного фундамента.

Расчёты по второй группе предельных состояний позволяют определить различные виды деформаций свайного фундамента.

Проектирование свайного фундамента рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- определяют нагрузки, передаваемые на свайный фундамент;
- выбирают тип ростверка и назначают предварительные размеры плиты свайного ростверка, глубину её заложения в грунт при проектировании низких свайных ростверков;
- выбирают тип и материал свай;
- устанавливают расчётные нагрузки на уровне подошвы плиты ростверка;
- определяют количество свай и размещают их в плане;
- корректируют длину свай с учётом восприятия истинной нагрузки и размерами свай, выпускаемых промышленностью. Назначают способ объединения свай с плитой ростверка;
- проводят проверку несущей способности по грунту фундамента;
- рассчитывают основание свайного фундамента по второй группе предельных состояний;
- приводят краткие выводы по технологии возведения свайного фундамента.

2 Конструирование свайного фундамента

По условиям взаимодействия с грунтом сваи подразделяются на свай-стойки и заземленные в грунте сваи.

К *сваям-стойкам* относятся сваи всех видов, опирающиеся на малосжимаемые грунты, т. е. крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней прочности или прочным, а также глины твердой консистенции с модулем деформации $E \geq 50$ МПа.

Для свай-стоек силы сопротивления грунтов сдвигу вдоль ствола сваи, за исключением отрицательных (негативных), в расчетах несущей способности свай по грунту допускается не учитывать.

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

Сваи, погруженные в основание на глубину z , м, равную восьми ее диаметрам (сторонам) d , относятся к жестким конструкциям, изгибом которых можно пренебречь.

Сваи, погруженные на глубину z , м, св. $8d$ до $40d$, относятся к конструкциям конечной жесткости, тогда одновременно с жестким поворотом вокруг некоторой нулевой точки имеет место изгиб.

Сваи с заложением их нижнего конца на глубине более $40d$ относятся к гибким (бесконечно длинным) конструкциям, когда жесткий поворот отсутствует и сваи подвергаются только изгибу [2].

В данных методических рекомендациях по характеру работы будут рассмотрены, в основном, заземленные в грунте сваи, которые рекомендуется применять при любых сжимаемых грунтах, подлежащих прорезке, за исключением насыпи с твердыми включениями, прослоек или линз твердого глинистого грунта или плотного песка, а также других видов грунтов с включением валунов.

2.1 Конструирование железобетонной сваи

Забивные железобетонные сваи размером поперечного сечения до 0,8 м включительно следует подразделять согласно СТБ 1075 [3]:

- по способу армирования – на сваи с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и на предварительно-напряженные со стержневой или проволочной продольной арматурой (из высокопрочной проволоки и арматурных канатов) с поперечным армированием и без него;

- по форме поперечного сечения – на квадратные, прямоугольные, квадратные с круглой полостью, полые круглого сечения;

- по форме продольного сечения – на призматические, цилиндрические и с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, трапецеидальные, ромбовидные, булавовидные);

- по конструктивным особенностям – на цельные и составные (из отдельных секций);

- по конструкции нижнего конца – на сваи с заостренным или плоским нижним концом.

Забивные железобетонные сваи квадратного сечения без поперечного армирования рекомендуется применять при прорезке сваями песков средней плотности и рыхлых, супесей пластичной и текучей консистенции, суглинков и глин от тугопластичных до текучих при условии, что сваи погружены в грунт на всю глубину или выступают над поверхностью грунта на высоту не более 2 м при их расположении внутри закрытого помещения.

Железобетонная призматическая свая квадратного поперечного сечения с ненапрягаемой стержневой арматурой имеет свою марку: например, марка сваи CL-30 означает: С – свая; L – длина, м; 30 – сторона квадратного сечения, см.

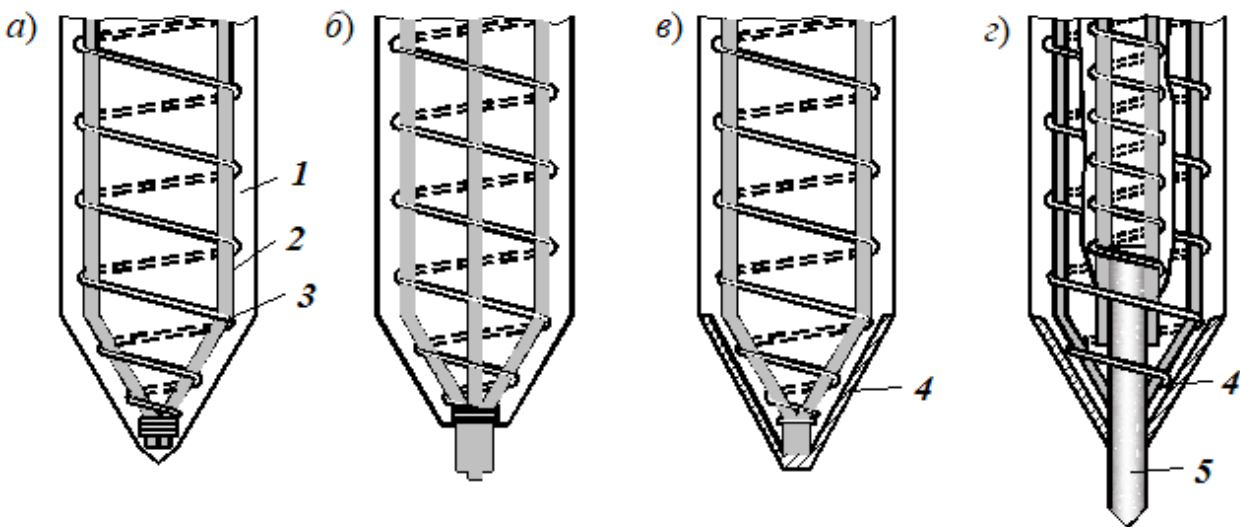
Сваи длиной от 3 до 6 м изготавливаются с интервалом через 0,5 м, а от 6 до 20 м – с интервалом через 1 м. За длину сваи принимают ее призматическую часть без острия. Данные по призматическим сваям, предназначенным для обычных климатических условий, приведены в таблице А.1.

Нижний конец сваи оформляют в виде острия из загнутых продольных стержней (рисунок 2.1, а, б). Если сваи необходимо погружать в галечно-гравийные отложения, острие окантовывают стальным наконечником (рисунок 2.1, в). Для доб-

рокачественного опирания свай на поверхность неровной скальной породы применяют наконечник со стальным штырем (рисунок 2.1, з).

Железобетонные сваи следует проектировать из тяжелого бетона. Для забивных железобетонных свай с ненапрягаемой продольной арматурой, требования к которым не регламентируются соответствующими ТНПА, необходимо предусматривать бетон класса не ниже $C^{12}/_{15}$, для забивных железобетонных свай с напрягаемой арматурой – не ниже $C^{20}/_{25}$.

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.



1 – бетон; 2 – продольный стержень; 3 – спиральная арматура; 4 – стальной наконечник; 5 – штырь

Рисунок 2.1 – Нижний конец призматических свай

Наиболее часто применяют призматические забивные сваи сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой (см. таблицу А.1, рисунок Б.1). Такие сваи заглубляют в грунт с помощью молотов, вибропогружателей, вибродавляющих и вдавливающих устройств.

2.2 Определение глубины заложения и назначения размеров ростверка

В методических рекомендациях рассматриваются наиболее часто встречающиеся ростверки: *отдельные ростверки под колонны* и *ленточные ростверки под стены здания*.

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 со-

оружения, и сводится к определению изгибающих моментов и поперечных сил в пролетах балки и на опорах. По найденным значениям моментов и поперечных сил подбираются сечение ростверка и площадь арматуры.

Расчет отдельных ростверков под колонны заключается в проверке прочности ростверка – на продавливание колонной, угловой сваей, 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 сооружения следует назначать расчетом по ТКП 45-5.01–67 [4] и ТКП 45-5.01-254–2012 [2, раздел 5] как правило, в одном уровне по глубине и принимать не менее 50 см от природного рельефа или пола подвала; для неотопливаемых зданий и на пучинистых грунтах – по теплотехническому расчету.

Глубина заложения подошвы ростверка должна назначаться с учетом конструктивных и планировочных решений (наличие подвала и подполья, планировка срезкой или подсыпкой), а также расчетной толщины ростверка, т. е. в зависимости от тех же факторов, что и у фундаментов мелкого заложения.

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 $0,1 \dots 0,15$ 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. Плиту делают из бетона, бутобетона или железобетона. Класс бетона для сборных и монолитных ростверков назначается не менее $C^{12}/_{15}$.

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.

Размеры ростверка в плане принимаются кратными 30 см (на 20 см больше размеров куста свай по наружному контуру), а по высоте – кратными 15 см.

Высота ростверка – это расстояние между обрезом и подошвой плиты.

Общая рабочая высота ростверка назначается ориентировочно из условия

$$h_p = \frac{N}{0,75 f_{ct} b_m}, \quad (2.1)$$

где N – расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций свай, расположенных за пределами пирамиды продавливания, кН;

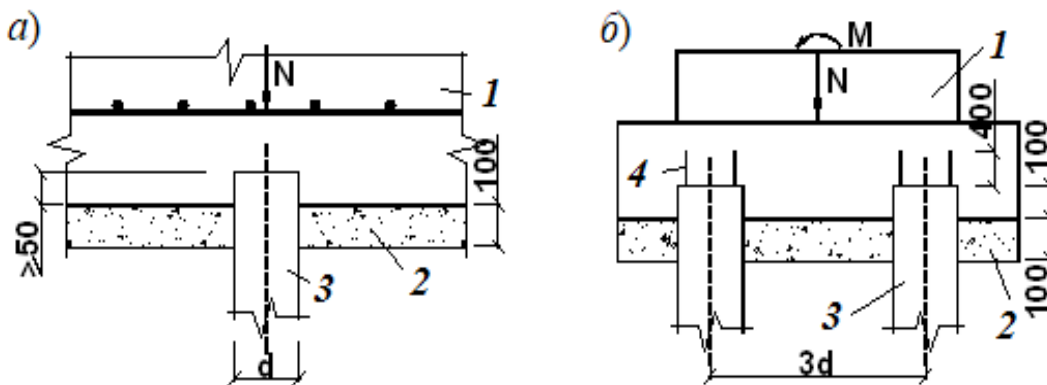
f_{ct} – прочность бетона на растяжение, кПа;

b_m – среднее арифметическое между верхним и нижним основаниями пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты, м.

Высота ростверка назначается по расчету или по конструктивным соображениям. Толщина дна стакана как в сборных, так и в монолитных ростверках должна быть не менее 300 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 2.2). Глубина заделки свай при шарнирной схеме должна быть не менее 5 см, а при их жестком сопряжении с ростверком – равной длине анкерки рабочей арматуры свай по [2].

Жесткое сопряжение свай с монолитным ростверком осуществляется заделкой оголенной стержневой арматуры на длину анкерки 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 2.2 – Соединение свай с ростверком

Шарнирное соединение свай с ростверком осуществляется для центрально нагруженных фундаментов. Жесткое соединение ростверка со сваями следует предусматривать в следующих случаях:

- если ростверк располагается в слабых грунтах;
- при внецентренной нагрузке, действующей на свайный фундамент;
- если свая работает на выдергивания и др.

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

2.3 Предварительное определение размеров свай

Для фундаментов промышленных и гражданских зданий минимальная длина сваи принимается 3 м. В общем случае длина сваи 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 не скальных 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 $3 \dots 5 d$ (d – сторона квадратной или диаметр круглой сваи).

Полная длина сваи определяется как сумма:

$$l_{св} = l_0 + \sum l_{сп} + l_{н.с.}, \quad (2.2)$$

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 таблицы А.1.

Пример – Выбрать тип, конструкцию и размеры сваи для свайного фундамента под наружную колонну сечением 40×40 см, здание многоэтажное, с гибкой конструктивной схемой, при напластовании грунтов (сверху вниз):

– первый слой мощностью 6 м – песок крупный рыхлый и не может служить естественным основанием, с показателями физико-механических характеристик: $\gamma = 19$ кН/м³; $\gamma_s = 26,5$ кН/м³; $\gamma_d = 15$ кН/м³; $e = 0,76$; $w = 26,5$ %;

– второй слой мощностью 4 м – глина полутвердая с коэффициентом пористости $e = 0,86$ имеет удовлетворительные деформационно-прочностные показатели, может служить естественным основанием, а также опорным пластом для острия свай: $\gamma = 19,3$ кН/м³; $\gamma_s = 27,3$ кН/м³; $\gamma_d = 14,7$ кН/м³; $w = 31$ %; $J_p = 25,1$ %; $J_L = 0,046$; $E = 17,7$ МПа; $c_n = 46,4$ кПа; $\varphi_n = 17,8^\circ$; $R_o = 291$ кПа.

Высота ростверка должна быть не менее $h_0 + 0,25 = 0,3 + 0,25 = 0,55$ м, где h_0 – рабочая толщина ростверка, не менее 0,3 м.

Примем $h_0 = 0,6$ м и $h_{см} = 0,9$ м. Тогда высота ростверка составит:

$$h_p = 0,6 + 0,9 = 1,5 > 0,55 \text{ м.}$$

Глубина заложения ростверка (рисунок 2.3) от отметки чистого пола составит: $1,5 + 0,3 = 1,8$ м.

Глубина заложения ростверка от планировочной отметки составит:
 $1,8 - 0,3 = 1,5$ м.

Заглубим сваю во второй слой – глину полутвердую. Предварительная длина сваи

$$l_{св} = 0,1 + (6 - 1,5) + 1 = 5,6 \text{ м.}$$

Принимаем сваю длиной $l_{св} = 6$ м и марки С 6-30.

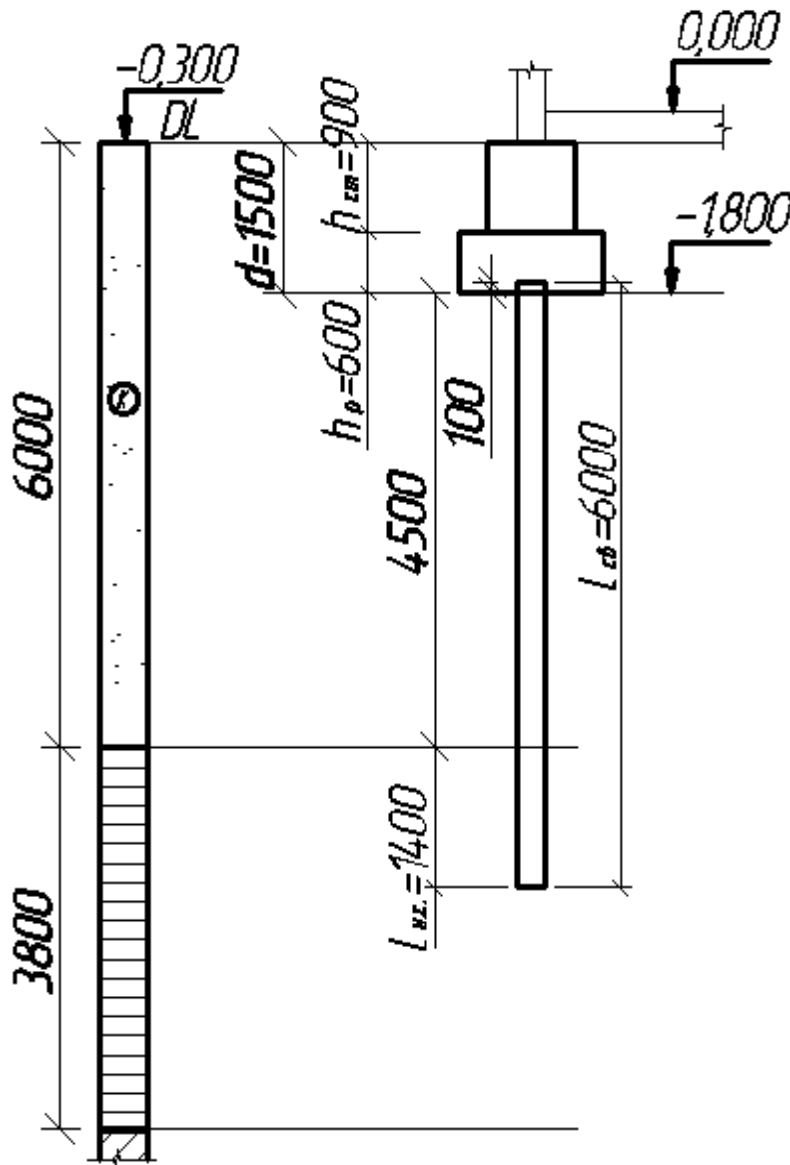


Рисунок 2.3 – К определению предварительной длины сваи

Так как под нижними концами у свай нет грунта с модулем деформации $E \geq 50$ МПа, то свайный фундамент считаем как заземленный в грунте.

3 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 , углом поворота головы сваи 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].

3.1 Определение несущей способности свай

После определения и подбора длины сваи 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

$$\gamma_f \sum N \leq \sum \frac{F_{di}}{\gamma_k}, \quad (3.1)$$

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 сваи, кН;

γ_k – коэффициент надежности метода испытаний принимается согласно [2, таблица 5.6], но не более: 1,2 – если несущая способность сваи 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 свай-зондом; 1,4 – если несущая способность свай определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта.

Расчётная нагрузка, допускаемая на сваю,

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = P_{св}. \quad (3.2)$$

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 рассматривать как стержень, жестко заземленный в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии l_1 , определяемом по формуле

$$l_1 = l_0 + 2 / \alpha, \quad (3.3)$$

где l_1 – длина участка свай от подошвы высокого ростверка до уровня планировки грунта, м;

α – коэффициент деформации, м^{-1} , определяется в соответствии с [1, приложение А].

При определении несущей способности свай *по материалу* расчетное сопротивление бетона осевому сжатию f_{cd} следует определять с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{св} = 0,85$.

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

$$F_d = \gamma_{св} \cdot \varphi \cdot (f_{cd} \cdot A + f_{yd} \cdot A_s), \quad (3.4)$$

где φ – коэффициент, учитывающий продольный изгиб свай;

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

A – площадь поперечного сечения свай, м^2 ;

A_s – площадь поперечного сечения всех продольных стержней арматуры, м^2 .

Несущая способность *свай-стоек* по грунту F_d , кН, определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (3.5)$$

где γ_c – коэффициент условия работы свай в грунте, $\gamma_c = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа; следует принимать для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, $R = 20000$ кПа (20 МПа);

A – площадь опирания на грунт сваи, м².

Несущую способность F_d , кН, заземленной 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

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \sum U_i \cdot \gamma_{cf} \cdot h_i \cdot R_{fi}), \quad (3.6)$$

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

γ_{cr}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и на боковой поверхности сваи соответственно, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта; принимается по [1, таблица 6.3] или по таблице А.2;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; принимается по [1, таблица 6.1] или по таблице А.3;

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 [1, таблица 6.2] или по таблице А.4;

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 ростверка – FL и наложенного на него свайного фундамента (см. пример в подразделе 2.3).

Пример 1 – Определить несущую способность железобетонной призматической сваи марки С6-30 при следующих исходных данных: расчетная нагрузка на сваю $F_{V01} = 1350$ кН. Инженерно-геологические условия – в соответствии с примером из подраздела 2.3.

Используя схему разбивки слоёв грунта h_i , приведенную на рисунке 3.1, определим несущую способность висячих свай, погруженных забивкой молотами во второй слой в соответствии с формулой (3.6), где $\gamma_c = 1$; $\gamma_{cr} = 1$; $\gamma_{cf} = 1$; $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09$ м²; $U = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ м.

Расчет будем вести в соответствии с уточненной схемой на рисунке 3.1.

При $z_0 = 7,4$ м под нижнем концом сваи $R = 7940$ кПа для глины полутвердой с $J_L = 0,04$.

Глина полутвердая с $J_L = 0,04$: при $z_1 = 6,7$ м $R_{f1} = 43,65$ кПа, $h_1 = 1,4$ м. $R_{f1} \cdot h_1 = 71,86 \cdot 1,4 = 100,6$ кПа·м. $F_d = 1 \cdot (1 \cdot 7940 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 100,6) = 835,32$ кН.

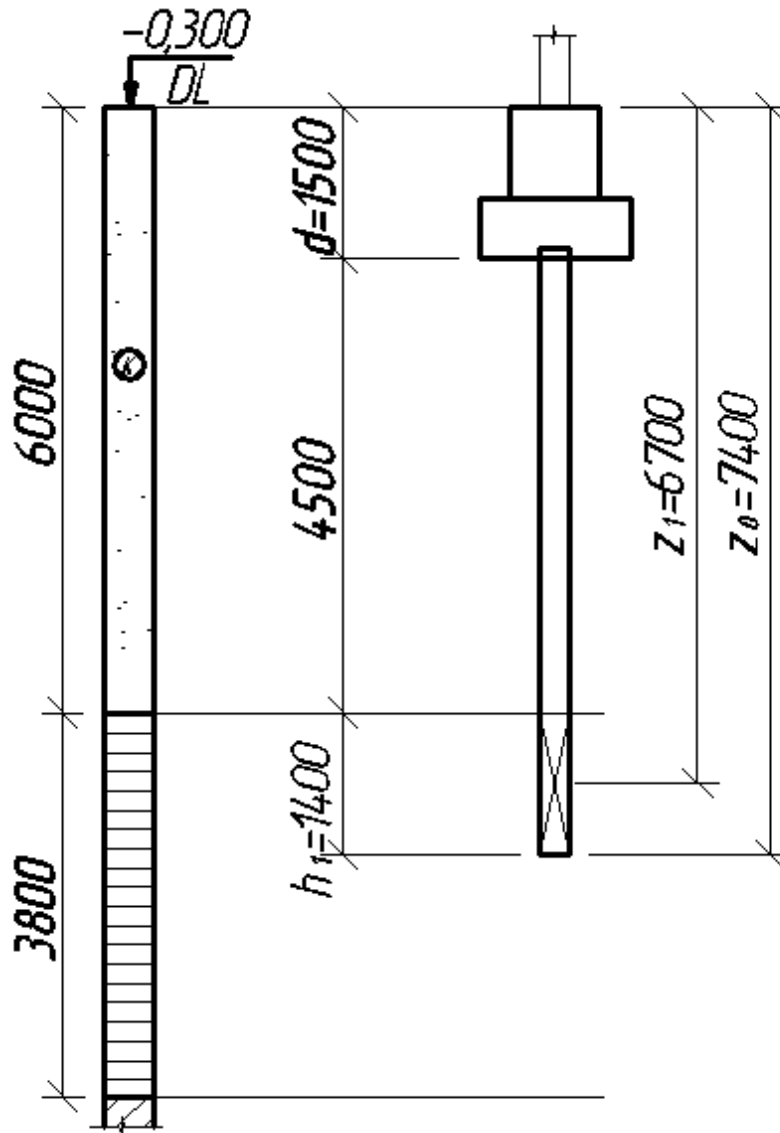


Рисунок 3.1 – К определению несущей способности сваи

Расчетная нагрузка на сваю

$$P_{св} = F_d / \gamma_k = 835,32 / 1,4 = 596,65 \text{ кН.}$$

3.2 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

$$n = \eta \cdot \frac{N_{01}}{P_{св}}, \quad (3.7)$$

где N_{01} – расчетная нагрузка на фундамент, кН;

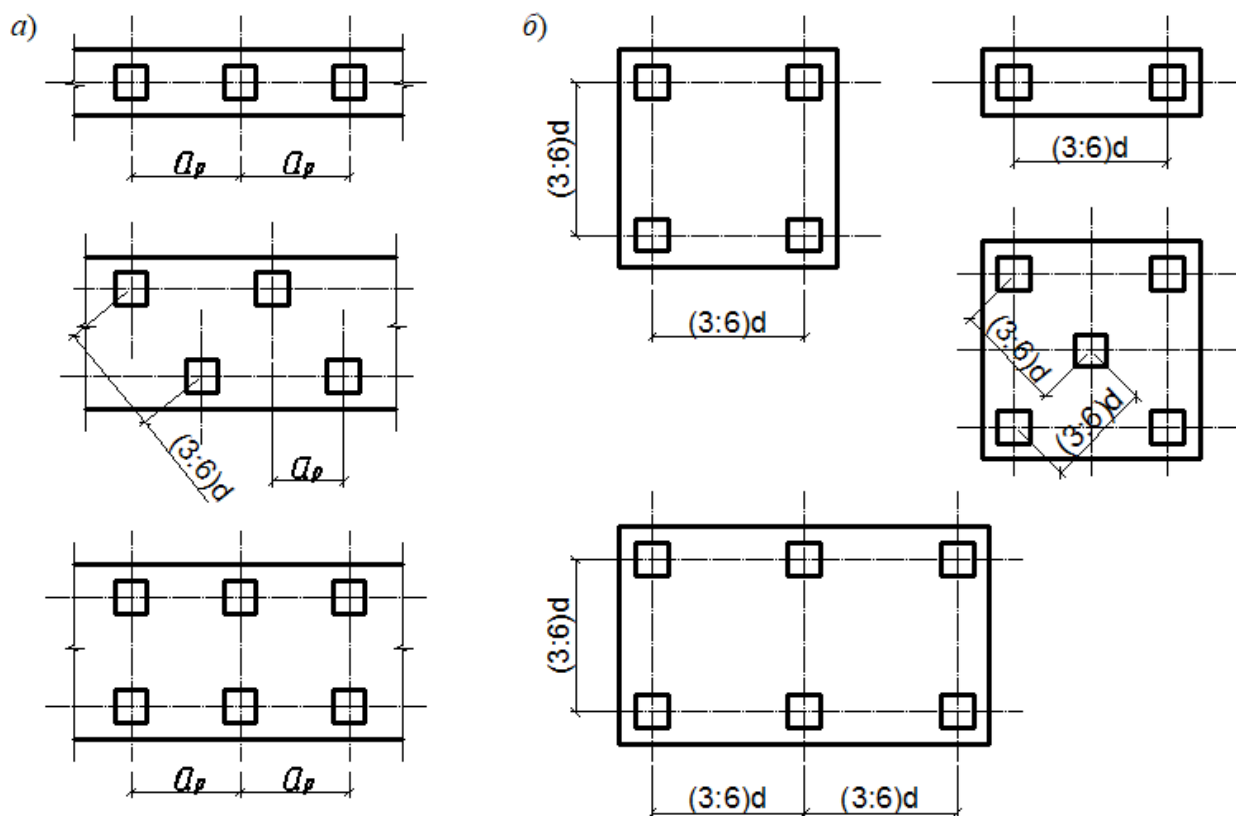
η – коэффициент, учитывающий действие момента, при $\sum M_{01} = 0$ $\eta = 1,0$;
 $\sum M_{01} > 0$ $\eta = 1,2$.

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 1 п. м длины стены.

Сваи можно размещать в рядовом (рисунок 3.2, *a*) или шахматном порядке (рисунок 3.2, *б*).



a – под стенами зданий; *б* – под отдельными опорами

Рисунок 3.2 – Расположение свай в ростверке

Расстояние a_p между осями забивных висячих свай на уровне острия должно быть не менее $3d$, а для свай-стоек – $1,5d$ (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

$$N_p = \frac{N_1}{n} \leq P_{ce}; \quad (3.8)$$

- для внецентренно центрально загруженного фундамента

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_1}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \leq 1,2P_{ce}, \quad (3.9)$$

где N_1 – расчетное сжимающее усилие, передаваемое на сваи, включая нагрузку по обрезу фундамента F_{v01} , вес ростверка G_p и грунта на его уступах G_{gp} , кН, $N_1 = F_{v01} + G_p + G_{gp}$;

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.

Если условия (3.8) или (3.9) не выполняются, то изменяют число свай, производят корректировку конструкции свайного ростверка.

Пример 2 – Определить количество железобетонных призматических свай марки С6-30 для свайного фундамента под наружную колонну сечением 40×40 см, разместить их в ростверке. Нагрузки по обрезу ростверка $F_{v01} = 1350$ кН; $M_{01} = 400$ кН·м; $F_{h01} = 24$ кН.

Требуемое количество свай

$$n = \frac{F_{v01}}{P_{ce}} = \frac{1350}{596,65} = 2,26 \text{ шт.}$$

Принимаем симметричное расположение свай, т. е. $n = 4$ шт.

Определим размеры ростверка в плане, расстояние от края ростверка до боковой грани сваи (свесы) – по 0,1 м; расстояние между сваями – $(3 \dots 6)d = 0,9 \dots 1,8$ м, примем минимальный размер – 0,9 м (рисунок 3.3). Тогда размеры ростверка в плане будут равны $0,9 + 2 \cdot 0,15 + 2 \cdot 0,1 = 1,4$ м.

Нагрузку, приходящую на каждую сваю во внецентренно нагруженном фундаменте, определяем по формуле

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N_I}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2}, \quad (3.10)$$

где $\sum x^2 = 4 \cdot 0,45^2 = 0,81 \text{ м}^2$;

$x = 0,45 \text{ м}$;

$N_I = \eta \cdot (F_{\text{рол}} + G_p + G_{\text{зр}})$.

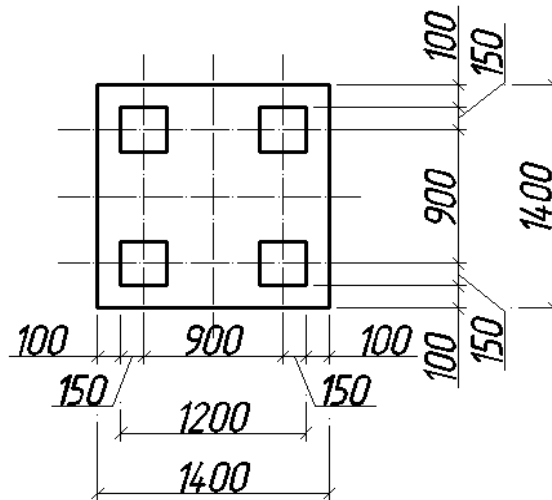


Рисунок 3.3 – Конструирование ростверка

Объем ростверка

$$V_p = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,6 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 1,905 \text{ м}^3.$$

Вес ростверка

$$G_p = V_p \cdot \gamma_{\delta} = 1,905 \cdot 24 = 45,72 \text{ кН}.$$

Вес грунта на уступах

$$G_{\text{зр}} = V_{\text{зр}} \cdot \gamma_{\text{зр}}, \quad (3.11)$$

где

$$V_{\text{зр}} = V_0 - V_p. \quad (3.12)$$

Общий объем

$$V_0 = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 1,5 = 2,94 \text{ м}^3,$$

при этом

$$V_{\text{зр}} = 2,94 - 1,905 = 1,035 \text{ м}^3.$$

Средневзвешенное значение удельного веса грунта в свайном фундаменте

$$\gamma_{II}' = \frac{19 \cdot 6 + 19,3 \cdot 1,4}{6 + 1,4} = 19,05 \text{ кН/м}^3.$$

Тогда

$$G_{cp} = 19,05 \cdot 1,035 = 19,71 \text{ кН};$$

$$N_I = 1,2 \cdot (1350 + 45,72 + 19,71) = 1698,51 \text{ кН};$$

$$M_I = M_{0I} + F_{h0I} \cdot h_p = 400 + 24 \cdot 1,5 = 436 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{1698,51}{4} \pm \frac{436 \cdot 0,45}{0,81} = (424,63 \pm 242,22) \text{ кН};$$

$$P_{\max} = 357,12 + 242,22 = 666,85 \text{ кН} < 1,2 \cdot P_{cb} = 1,2 \cdot 596,65 = 715,98 \text{ кН};$$

$$P_{\min} = 424,22 - 242,22 = 182,41 \text{ кН} > 0.$$

Условие выполняется, свайный фундамент запроектирован рационально.

Пример 3 – Определить количество железобетонных призматических свай марки С6-30 для свайного фундамента под наружную стену, разместить их в ростверке толщиной 60 см. Нагрузки по обрезу ростверка $F_{v0I} = 945$ кН; расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по грунту, $P_{cb} = 596,65$ кН.

При определении требуемого количества свай необходимо учесть вес ростверка и грунта, лежащего на его обрезах. Условно считаем, что на одну сваю приходится вес ростверка площадью $3d \times 3d = (3d)^2$ при минимальном шаге свай $3d$ и средней объемной массе грунта и ростверка $\gamma_{cp} = 2$ т/м³. Расчетный вес ростверка и грунта может быть выражен произведением $(3d)^2 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} \cdot n$, тогда требуемое количество свай

$$n = \frac{F_{v0I}}{P_{cb} - (3d)^2 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} \cdot n} = \frac{945}{596,65 - (3 \cdot 0,3)^2 \cdot 1,5 \cdot 2 \cdot 1,1} = 1,59 \text{ шт.}$$

Определим расчетное расстояние между осями свай на 1 п. м стены:

$$a_p = \frac{1 \text{ п.м}}{n} = \frac{1 \text{ п.м}}{1,59} = 0,62 \text{ м.}$$

Так как $n = 1,59 < 2$ и $0,62 < 3d$, принимаем двухрядное шахматное расположение свай – расстояние между рядами (рисунок 3.4):

$$c_p = \sqrt{(3d)^2 - a_p^2} = \sqrt{(3 \cdot 0,3)^2 - 0,6^2} = 0,67 \text{ м} \approx 0,7 \text{ м.}$$

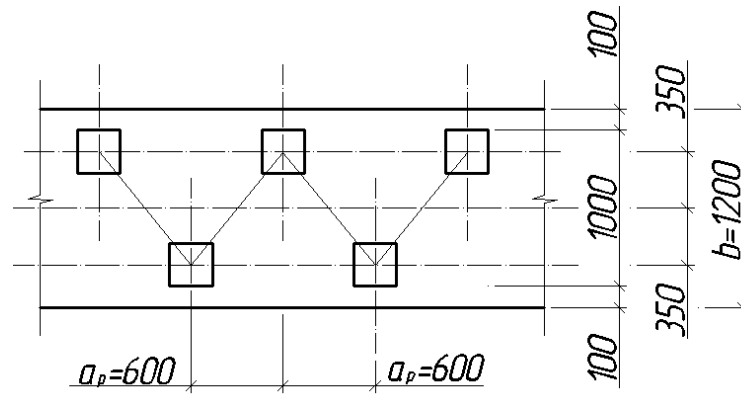


Рисунок 3.4 – План расположения свай

Ширина ростверка определяется по формуле

$$b = d + (m - 1) \cdot c_p + 2c_0,$$

где c_p – расстояние между рядами свай (см. рисунок 3.4);
 c_0 – расстояние от края ростверка до боковой грани свай;
 m – число рядов; $m = 2$.

Тогда $b = 0,3 + (2 - 1) \cdot 0,67 + 2 \cdot 0,1 = 1,17$ м.

Принимаем ширину монолитного ростверка $b = 1,2$ м.

Нагрузку, приходящую на одну сваю, определяем по формуле

$$N_{св} = \frac{F_{V01} + G_p + G_{зп}}{n} \leq P_{св}, \quad (3.13)$$

где G_p – вес ростверка, $G_p = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 24 = 17,78$ кН;

$G_{зп}$ – вес грунта на уступах ростверка

$$G_{зп} = (V_0 - V_p) \cdot \gamma_{II} = (1,2 \cdot 1,5 \cdot 1 \text{ п.м} - 1,2 \cdot 0,6 \cdot 1 \text{ п.м}) \cdot 19,05 = 20,57 \text{ кН.}$$

$$N_{св} = \frac{945 + 17,78 + 20,57}{1,59} = 618,46 \text{ кН} > P_{св} = 596,65 \text{ кН.}$$

Так как условие не выполняется, необходимо изменить размеры ростверка или увеличить длину свай.

3.3 Проверка прочности основания куста свай

Свайный фундамент с висячими сваями передает все нагрузки на основание, расположенное на уровне острия свай. Удовлетворение условий (3.8) и (3.9) 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 3.5 определяются следующим плоскостями:

- снизу – плоскостью ВГ, проходящей через нижние концы свай;
- с боков – вертикальными плоскостями АГ и БВ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $h \cdot \text{tg}(\varphi_{\text{II,mt}}/4)$, 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.

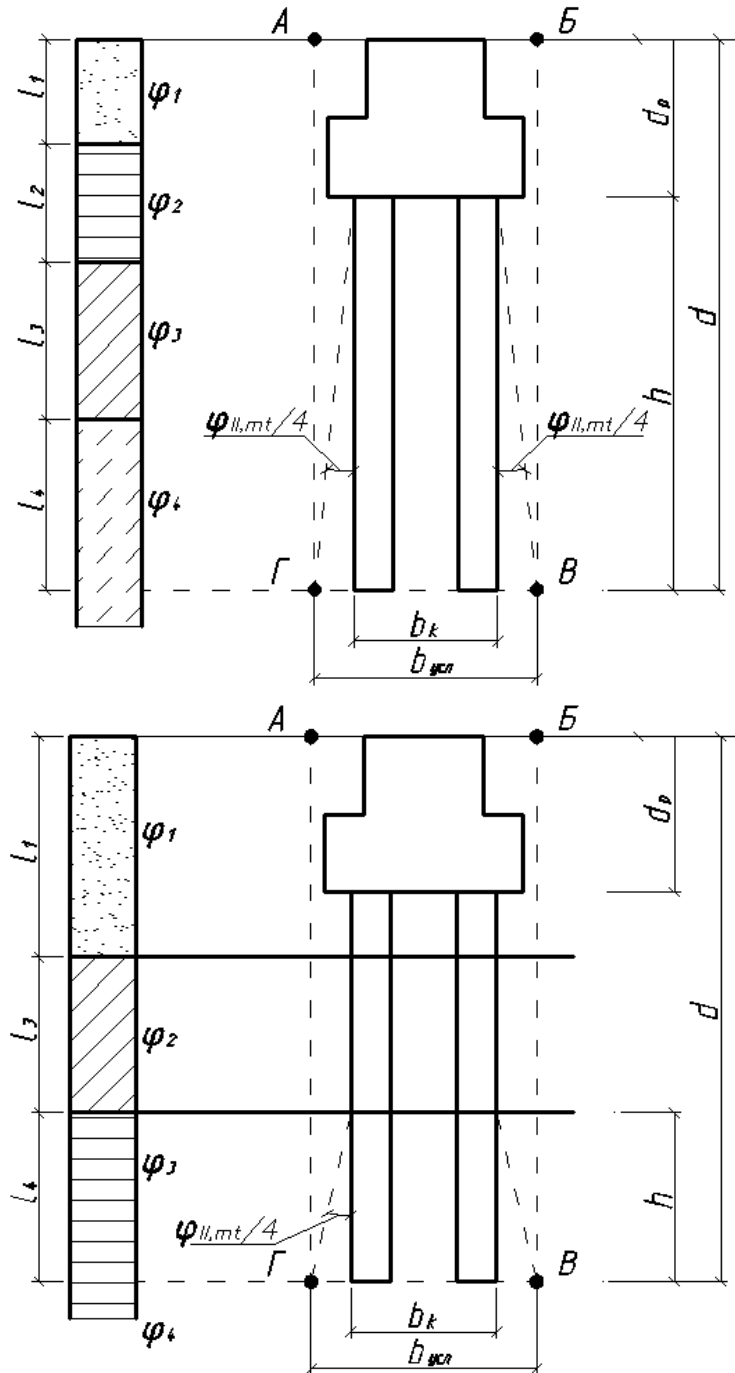


Рисунок 3.5 – К определению границы условного фундамента

Значение $\varphi_{\Pi,mt}$ – осреднённое расчётное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле

$$\varphi_{\Pi,mt} = \frac{\sum_{i=0}^n \varphi_{\Pi,i} \cdot h_i}{\sum_{i=0}^n h_i}, \quad (3.14)$$

где $\varphi_{\Pi,i}$ – 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.

$$\sum_{i=0}^n h_i = h_1 + h_2 + h_3 + h_n. \quad (3.15)$$

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

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

$$P_{cp} = \frac{F_{v0\Pi} + G_p + G_{cp}}{a_{усл} \cdot b_{усл}} \leq R_{усл}; \quad (3.16)$$

для внецентренно загруженного фундамента

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{усл}} \pm \frac{M}{W} \leq 1,2 \cdot R_{усл}, \quad (3.17)$$

где $F_{v0\Pi}$, G_p , G_{cp} – 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 [7, формула (5.16)], кПа;

M – расчетный момент, действующий на уровне нижних концов свай, т. е. по подошве условного свайного фундамента $M = M_{0\Pi} + F_{h0\Pi} \cdot d_{усл}$;

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

$$\begin{aligned} a_{усл} &= a_1 + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{\Pi mt} / 4); \\ b_{усл} &= b_1 + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{\Pi mt} / 4). \end{aligned} \quad (3.18)$$

Вертикальная составляющая нормальных сил на уровне нижних концов свай

$$N = F_{v0\Pi} + G_p + G_{cp} + G_{св}. \quad (3.19)$$

Если условия (3.16) или (3.17) не выполняются, то необходимо либо увеличить количество свай, либо изменить расстояние между сваями, либо изменить размеры свай.

Пример 4 – Проверить прочность основания куста свай. Нагрузки по обрезу ростверка $F_{\text{воп}} = 1180$ кН; $M_{\text{оп}} = 12$ кН·м; $F_{\text{ноп}} = 3$ кН. Инженерно-геологические условия – в соответствии с примером из подраздела 2.3, длина свай и размеры ростверка – в соответствии с примерами 1 и 2.

Чтобы начать рассчитывать, строим условный свайный фундамент (рисунок 3.6).

$$\alpha = \frac{\varphi}{4} = \frac{17,8}{4} = 4,45^\circ; \operatorname{tg}\alpha = \operatorname{tg}4,45^\circ = 0,0778.$$

Определяем ширину условного фундамента:

$$b_{\text{усл}} = b_k + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg}\alpha = 1,2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 0,0778 = 1,417 \text{ м.}$$

Принимаем $b_{\text{усл}} = a_{\text{усл}} = 1,4$ м.

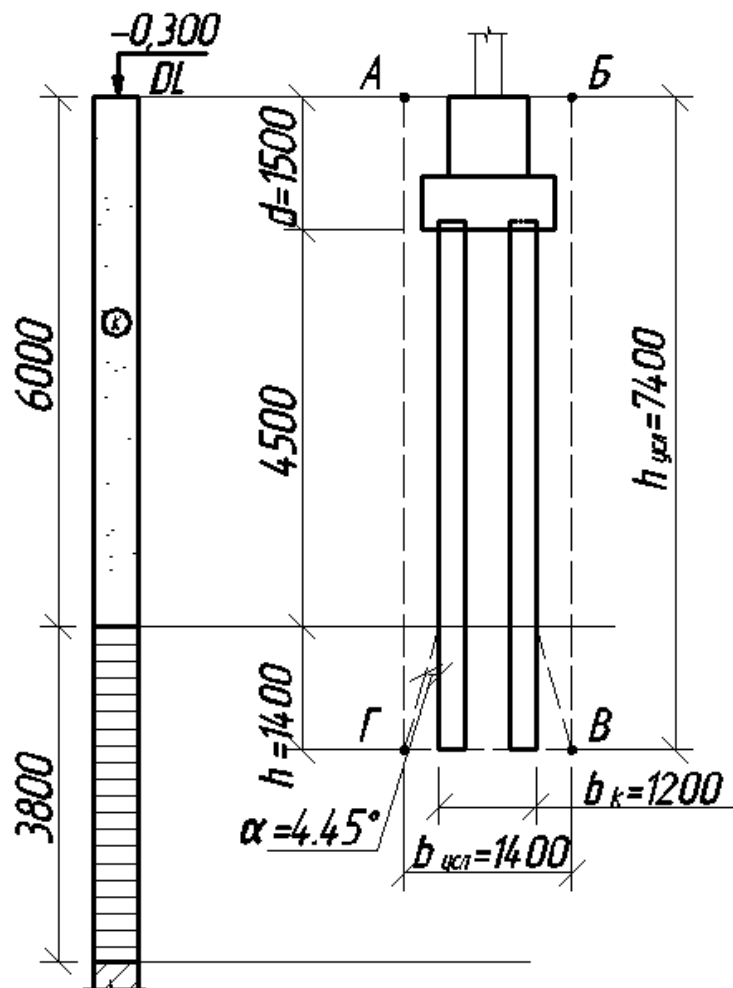


Рисунок 3.6 – К расчету условного свайного фундамента

Объем условного фундамента АБВГ

$$V_{\text{усл}} = A_{\text{усл}} \cdot h_{\text{усл}}. \quad (3.20)$$

Площадь условного фундамента

$$A_{\text{усл}} = a_{\text{усл}} \cdot b_{\text{усл}} = 1,4 \cdot 1,4 = 1,96 \text{ м}^2.$$

Тогда

$$V_{\text{усл}} = 1,96 \cdot 7,4 = 14,5 \text{ м}^3.$$

Объем ростверка и подколонника

$$V_{\text{рст}} = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 1,709 \text{ м}^3.$$

Объем свай

$$V_{\text{св}} = 4 \cdot 0,09 \cdot 5,9 = 2,12 \text{ м}^3.$$

Объем грунта в пределах условного фундамента

$$V_{\text{гр}} = V_{\text{усл}} - V_{\text{рст}} - V_{\text{св}} = 14,5 - 1,709 - 2,12 = 10,671 \text{ м}^3.$$

Вес грунта в объеме условного фундамента

$$G_{\text{гр}} = V_{\text{гр}} \cdot \gamma_{\text{II}} = 10,671 \cdot 19,05 = 203,1 \text{ кН}.$$

Вес свай и ростверка

$$G_{\text{св}} = V_{\text{св}} \cdot \gamma_{\text{с}} = 2,12 \cdot 24 = 50,88 \text{ кН};$$

$$G_{\text{рст}} = V_{\text{рст}} \cdot \gamma_{\text{с}} = 1,709 \cdot 24 = 41,02 \text{ кН}.$$

Средняя интенсивность давления по подошве условного фундамента

$$P_{\text{ср}} = \frac{1180 + 41,02 + 50,88 + 203,1}{1,4 \cdot 1,4} = 723,27 \text{ кПа}.$$

Вертикальная составляющая нормальных сил на уровне нижних концов свай

$$N = F_{\text{H0II}} + G_{\text{рст}} + G_{\text{св}} + G_{\text{гр}} = 1180 + 41,02 + 50,88 + 203,1 = 1475 \text{ кН}.$$

Момент на уровне нижних концов свай

$$M = M_{\text{0II}} + F_{\text{H0II}} \cdot h_{\text{р}} = 12 + 3 \cdot 1,5 = 16,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда

$$P_{\min}^{\max} = \frac{1468,5}{1,96} \pm \frac{16,5}{0,457} = (749,23 \pm 36,10) \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = 749,23 + 36,10 = 745,33 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = 749,23 - 36,10 = 713,13 \text{ кПа}.$$

Расчетное давление на грунт основания условного свайного фундамента на уровне его подошвы, при котором еще возможен расчет оснований по второй группе предельных состояний

$$R_{\text{усл}} = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} \left[M_{\gamma} k_z b_{\text{усл}} \gamma_{\text{II}} + M_q d_{\text{усл}} \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}} \right]. \quad (3.21)$$

Так как $L/H = 37/26 = 1,4$, то $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,1$.

При $\varphi = 17,8^\circ$ $M_{\gamma} = 0,422$; $M_g = 2,698$; $M_c = 5,278$; $c_n = 46,4$ кПа.

$$R_{\text{усл}} = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} \cdot [0,422 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 19,3 + 2,698 \cdot 7,4 \cdot 19,05 + 5,278 \cdot 46,4] = 875,38 \text{ кПа};$$

$$P_{cp} = 723,27 \text{ кПа} < R_{\text{усл}} = 875,38 \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = 745,33 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R_{\text{усл}} = 1,2 \cdot 875,38 = 1050,45 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = 713,13 \text{ кПа} > 0.$$

Все условия соблюдаются.

Пример 5 – Рассчитать осадку свайного фундамента методом послойного суммирования.

Определяем осадку по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi}^{cp} \cdot h_i}{E_i}, \quad (3.22)$$

где β – коэффициент, корректирующий упрощённую схему расчета, $\beta = 0,8$;

h_i – толщина i -го слоя грунта, м;

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

n – число слоёв, на которые распределена по глубине сжимающая толща;

σ_{zpi}^{cp} – среднее дополнительное (к бытовому) напряжение в i -м слое грунта, равное полусумме дополнительных напряжений на верхней и нижней границах i -го слоя.

$$\sigma_{zpi}^{cp} = \frac{\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zpi}}{2}. \quad (3.23)$$

Величина осадки фундамента S не должна превышать предельно допустимой осадки сооружения, определяемой по [1] или таблице А.5.

Грунтовые условия строительной площадки и физико-механических характеристик грунтов даны на рисунке 3.6.

Размеры условного свайного фундамента в плане следующие: $b_{усл} \times l_{усл} = 1,4 \times 1,4$ м; среднее давление под подошвой условного свайного фундамента $P_{ср} = 491,3$ кПа.

Построим эпюру распределения вертикальных напряжений от собственного веса грунта в пределах глубины $(4...6) \cdot b_{усл} = (4...6) \cdot 1,4 = 5,6...8,4$ м ниже подошвы фундамента.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта σ_{zq} на границе слоя, расположенного:

– на глубине z

$$\sigma_{zqi} = \sum \gamma_1 \cdot h_1 \text{ или } \sum \gamma_{sbi} \cdot h_i;$$

– по подошве песка крупного рыхлого

$$\sigma_{zq1} = 19 \cdot 6 = 114,0 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zq1} = 22,8 \text{ кПа};$$

– по подошве условного фундамента

$$\sigma_{zq0} = 114 + 19,3 \cdot 1,4 = 141,02 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zq0} = 28,2 \text{ кПа};$$

– по подошве глины полутвердой

$$\sigma_{zq2} = 141,02 + 19,3 \cdot 2,4 = 187,34 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zq2} = 37,47 \text{ кПа};$$

– по уровне грунтовых вод

$$\sigma_{zq3} = 187,34 + 20 \cdot 0,4 = 195,34 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zq3} = 39,07 \text{ кПа}.$$

– по суглинка мягкопластичного с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zq4} = 195,34 + \frac{27,2 - 10}{1 + 0,7} \cdot 1,8 = 213,52 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zq4} = 42,70 \text{ кПа}.$$

Так как ниже залегает глина твердая, которая является водоупором, то необходимо учесть давление столба воды на глину

$$\sigma'_{zq4} = 213,52 + 10 \cdot 1,8 = 231,52 \text{ кПа}; 0,2\sigma'_{zq4} = 46,20 \text{ кПа};$$

– по подошве глины твердой

$$\sigma_{zq5} = 231,52 + 18,8 \cdot 1,8 = 265,36 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zq5} = 53,07 \text{ кПа}.$$

Далее определяют дополнительное (к природному) вертикальное напряжение в группе под подошвой фундамента по формуле

$$P_o = P_{cp} - \sigma_{zqo} = 723,27 - 141,02 = 582,25 \text{ кПа}.$$

Толщу грунта мощностью от 5,6 до 4 м ниже подошвы условного фундамента разбиваем на слои

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

$$h_i \leq 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \text{ м}.$$

Далее строим эпюру дополнительных (к боковому) вертикальных напряжений в группе по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_o,$$

где α – коэффициент; определяется из таблицы А.9 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l_{\text{усл}} / b_{\text{усл}} = 1,4 / 1,4 = 1$ и относительной глубины $\xi = \frac{2 \cdot Z}{b}$.

Чтобы избежать интерполяции, назначим $\xi = 0,8$. Расчет будем вести в табличной форме (таблица 3.1) в соответствии с рисунком 3.7.

Таблица 3.1 – Определение осадки свайного фундамента

Вид грунта	E , МПа	Толщина пласта грунта, м	γ_i (γ_{sbi}), кН/м ³	σ_{zq} , кПа	$0,2\sigma_{zq}$, кПа	h_i , м	Z_i , м	ξ	α	σ_{zp} , кПа	S_i , м
Глина	17,7	3,8	19,3	114	22,80	0	0	0	1	582,25	0
				124,80	24,96	0,56	0,56	0,8	0,8	465,80	0,01326
				135,61	27,12	0,56	1,12	1,6	0,449	261,43	0,00920
				146,42	29,28	0,56	1,68	2,4	0,257	149,64	0,00520
				157,23	31,45	0,56	2,24	3,2	0,131	76,27	0,00286

Согласно рисунку 3.7, сжимаемая толща определилась во втором слое (глина полутвердая), где соблюдается выполнение условия $0,2\sigma_{zq} = \sigma_{zp}$. Сжимаемая толща $H_c = 1,575$ м.

$$S = 0,01326 + 0,00920 + 0,00520 = 0,02767 \text{ м} = 2,76 \text{ см}.$$

$$S < S_u = 2,76 < 8 \text{ см}.$$

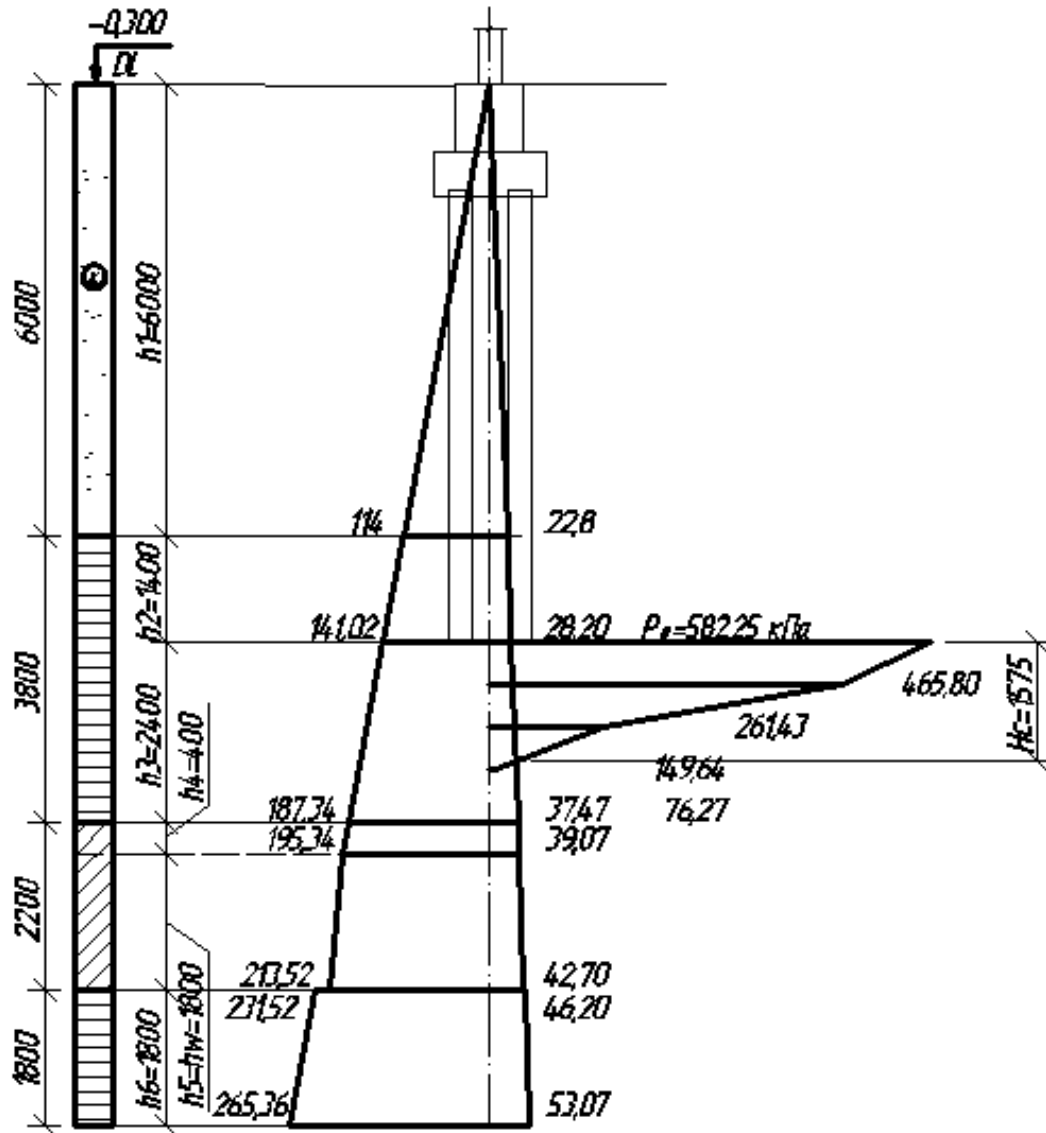


Рисунок 3.7 – К определению сжимаемой толщи

4 Технологические особенности по устройству свайного фундамента

4.1 Выбор молота для погружения свай

Ответственным моментом для организации и производства свайных работ является выбор сваебойного молота. Успешная забивка свай обеспечивается правильным выбором типа и веса молота по отношению к весу, несущей способности и размерам свай.

В зависимости от грунтовых условий и глубины погружения свай следует принять наиболее рациональный способ погружения.

Механизмы ударного действия необходимо выбирать по величине минимальной энергии по формуле

$$E \geq 1,75 \cdot \alpha \cdot P_{св}, \quad (4.1)$$

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 4.3.

Принятый тип молота должен удовлетворять условию

$$k \geq \frac{G_n + q}{E_d}, \quad (4.2)$$

где G_n – полный вес молота (см. таблицу 4.3), кН;

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

E_d – расчётное значение энергии удара (таблица 4.1), кДж.

Молот считается пригодным, если значение k (таблица 4.2) будет превышать значения, вычисленные по формуле (4.2).

Таблица 4.1 – 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	$G(H - h)$
<p><i>Примечание</i> – G – вес ударной части молота, кН; h – высота первого отскока ударной части дизель-молота от воздушной подушки (в поз. 4), определяется по мерной рейке, м. Для предварительных расчётов допускается принимать: для штанговых молотов $h = 0,6$ м; для трубчатых молотов $h = 0,4$ м</p>	

Фактическая высота падения ударной части молота H , м, принимается на стадии окончания забивки свай (см. таблицу 4.1):

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

– для штанговых дизель-молотов – в зависимости от массы ударной части молота: при $G = 1250, 1800$ и 2500 кг $H = 1,7, 2,0$ и $2,2$ м соответственно; величины G и H_{\max} приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.2 – Значения k

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

Таблица 4.3 – 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 Штанговые	СП-60	3	350	240	1,3	1,98	57
	СП-6Б	58,8	4220	2500	2,4	4,54	50
2 Трубчатые 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 Трубчатые 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 Быстроходные трубчатые 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 Быстроходные трубчатые 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

Пример 1 – 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 (см. таблицу 4.3), кН; $G_n = 26$ кН.

$$g = q_1 + q_2,$$

где q_1 – вес железобетонной призматической сваи 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 в данном случае.

4.2 Определение проектного отказа свай

Забивные висячие сваи погружают не только до проектной отметки, но и до проектного отказа. 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

$$S_a = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{F_d / M \cdot (F_d / M + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (4.3)$$

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

η – коэффициент; принимается в зависимости от материала свай: для железобетонных свай с наголовником – 1500 кН/м²; деревянных свай: с подбабком – 800 кН/м²; без подбабка – 1000 кН/м²;

A – площадь поперечного сечения свай, м²;

E_d – расчётная энергия удара молота, кДж;

F_d – несущая способность свай, кН;

m_1 – полная масса молота, т;

m_2 – масса свай с наголовником, т;

m_3 – масса подбабка, т;

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

Пример 2 – Определить проектный отказ свай 30×30 см длиной 10 м, забиваемой молотом С–995А, если несущая способность свай $F_d = 276,03$ кН.

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

$$S_a = 0,059 > 0,002 \text{ м}.$$

5 Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов

Техничко-экономическую оценку (ТЭО) проектных решений фундаментов следует выполнять в соответствии с [2] исходя из следующих четырех основных принципов: эксплуатационной надежности, экономии материалов, снижения трудоемкости и энергоемкости, сокращения сроков изготовления и монтажа.

Оценку и выбор оптимального проектного решения фундамента из множества технически возможных следует выполнять на основе сравнительного анализа техничко-экономических показателей по вариантам.

Необходимо различать технические и экономические показатели.

К техническим показателям относятся данные о грунтовых и технологических условиях строительства, конструкциях фундаментов и сооружений, характеристиках материалов и грунтов.

Экономические показатели приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Перечень экономических показателей [2]

Наименование показателя	Условное обозначение
<i>Основные показатели</i>	
Приведенные затраты, р.	$П^*$
Себестоимость, р.	C
Коэффициент эффективности, кН/(р·чел.-дн.)	$z = N^{**}/ПТ$
<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	$B_b(B_{жб})$
Капитальные вложения в строительную базу, р.	K
Продолжительность работ, лет.	t
<p><i>Примечание</i> – * – $П = C_i + K_i E_n$ (где 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>	

Необходимыми условиями достоверной оценки технических показателей являются:

- приведение всех рассматриваемых вариантов к сопоставимым значениям технических 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.

Экономическому сопоставлению подлежат оптимальные по техническим показателям конструкции фундаментов.

Сравнительная оценка по всем вариантам должна производиться по единой методике сопоставления экономических показателей с использованием одинаковых по степени детализации и точности методов расчета.

При сравнительной оценке нескольких вариантов фундаментов одно из решений следует принимать за исходный вариант-эталон. Выбор эталона должен определяться следующими этапами проектирования:

- на этапе формирования планов проектных и научно-исследовательских работ при выборе или разработке новой конструкции фундамента сопоставление производится с показателями конструкции, наиболее эффективной в рассматриваемой области строительства;

– при вариантном проектировании за эталон для сопоставления предлагаемых типов фундаментов принимается, как правило, конструкция наиболее распространенная и экономичная в данных региональных и производственных условиях;

– на этапе внедрения и эксплуатации нового решения сопоставление производится с показателями заменяемой конструкции.

Технико-экономические показатели по различным конструктивным решениям фундаментов следует сравнивать относительно расчетной единицы измерения: на здание в целом, секцию или расчетную нагрузку от всего здания. Для предварительных расчетов допускается использовать единицы измерения: на один фундамент, на 1 м длины фундамента, на 10 кН расчетной нагрузки от всего здания, на 1 м² площади застройки.

Выбор наиболее рационального типа фундаментов в рассматриваемых условиях строительства рекомендуется производить в несколько этапов:

- 1) сбор данных и приведение технических показателей принятых к рассмотрению вариантов фундаментов к единому уровню;
- 2) предварительная оценка и выбор вариантов, технически и экономически целесообразных в рассматриваемых условиях, как правило, по основным экономическим показателям (см. таблицу 5.1).

Допускается оценку проектных решений фундаментов для сооружений уровней ответственности II и III на данном этапе необходимо осуществлять, где это возможно, по шкале эффективности (коэффициент эффективности z (см. таблицу 5.1), исходя из расчетной нагрузки на фундамент N , кН (кН/м), при условии $P \geq N$ (где P – несущая способность фундамента, кН (кН/м)).

Список литературы

- 1 **ТКП 45-5.01-256–2012 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства. – Введ. 2012-07-01. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 141 с.
- 2 **ТКП 45-5.01-254–2012* (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования. – Введ. 2012-07-01. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 107 с.
- 3 **СТБ 1075–97***. Сваи железобетонные. Общие технические условия. – Введ. 1998-03-01. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 1997. – 14 с.
- 4 **ТКП 45-5.01-67–2007 (02250)**. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-09-01. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2008. – 140 с.
- 5 **СП 5.03.01–2020**. Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 2020-09-16. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2020. – 237 с.
- 6 **СН 2.01.01–2019**. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 2020-09-08. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2020. – 90 с.
- 7 **П18-04 к СНБ 5.01.01–99**. Проектирование и устройство буроналивных анкеров и свай. – Введ. 2004-09-20. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2004. – 86 с.

8 **П19-04 к СНБ 5.01.01–99.** Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием. – Введ. 2004-09-20. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2004. – 88 с.

9 **П13-01 к СНБ 5.01.01–99.** Проектирование и устройство буронабивных свай. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2002. – 46 с.

10 **Пойта, П. С.** Механика грунтов: учебное пособие / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк. – Минск: Вышэйшая школа, 2019. – 280 с.

11 **Талецкий, В. В.** Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий : учебно-методическое пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий, В. М. Марков. – Гомель : БелГУТ, 2018. – 85 с.

12 **Долматов, Б. И.** Основания и фундаменты: учебник. Ч. 2: Основы геотехники / Б. И. Долматов, В. Н. Бронин. – Москва: АСВ, 2002. – 392 с.

13 **Кувалдин, А. Н.** Примеры расчета железобетонных конструкций зданий / А. Н. Кувалдин, Г. С. Клевцова. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва: Стройиздат, 1976. – 288 с.

Приложение А (справочное)

Таблица А.1 – Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой

Марка сваи	Размер сваи, мм		Класс бетона	Расход на сваю		Масса сваи, т
	Длина <i>L</i>	Ширина <i>B</i>		арматуры, кг	бетона, м ³	
С 3–20	3000	200	В 15 (С 12/15)	13,98	0,13	0,33
С3,5–20	3500	200	То же	15,41	0,15	0,38
С 4–20	4000	200	-//-	16,9	0,17	0,43
С4,5–20	4500	200	-//-	18,35	0,19	0,48
С 5–20	5000	200	-//-	19,86	0,21	0,53
С5,5–20	5500	200	-//-	21,28	0,23	0,58
С 6–20	6000	200	-//-	22,89	0,25	0,63
С4,5–25	4500	250	-//-	20,08	0,29	0,73
С 5–25	5000	250	-//-	21,62	0,32	0,80
С5,5–25	5500	250	-//-	23,16	0,35	0,88
С 6–25	6000	250	-//-	31,47	0,38	0,95
С 3–30	3000	300	-//-	16,84	0,28	0,70
С3,5–30	3500	300	-//-	18,47	0,33	0,83
С 4–30	4000	300	-//-	20,08	0,37	0,93
С4,5–30	4500	300	-//-	21,70	0,42	1,05
С 5–30	5000	300	-//-	24,14	0,46	1,15
С5,5–30	5500	300	-//-	32,01	0,51	1,28
С 6–30	6000	300	-//-	33,96	0,55	1,38
С 7–30	7000	300	-//-	37,76	0,64	1,60
С 8–30	8000	300	В 20 (С 16/20)	42,08	0,73	1,83
С 9–30	9000	300	То же	46,40	0,82	2,05
С 10–30	10000	300	-//-	64,68	0,91	2,28
С 11–30	11000	300	-//-	86,96	1,00	2,50
С12–30	12000	300	-//-	94,04	1,09	2,73
С 8–35	8000	350	-//-	45,13	1,00	2,50
С 9–35	9000	350	В 15 (С 12/15)	49,81	1,12	2,80
С 10–35	10000	350	То же	68,59	1,24	3,10
С 11–35	11000	350	-//-	91,09	1,37	3,43
С 12–35	12000	350	-//-	98,33	1,49	3,73
С 13–35	13000	350	В 22,5 (С 18/22,5)	106,81	1,61	4,03
С 14–35	14000	350	То же	138,05	1,73	4,33
С 15–35	15000	350	-//-	146,98	1,86	4,65
С 16–35	16000	350	-//-	186,48	1,98	4,95
С 13–40	13000	400	-//-	121,69	2,10	5,25
С 14–40	14000	400	-//-	166,36	2,26	5,62
С 15–40	15000	400	-//-	221,73	2,42	6,05
С 16–40	16000	400	-//-	223,30	2,58	6,45

Таблица А.2 – Коэффициенты условий работы грунта

Способ погружения свай и свай-оболочек (без выемки грунта)	Коэффициент условий работы грунта при расчёте несущей спо- собности свай	
	под нижним углом γ_{CR}	на боковой по- верхности γ_{CF}
1 Погружение сплошных полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвижными) паровоздушными молотами и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее чем на 1 м ниже забоя скважины при её диаметре: равном стороне квадратной сваи на 0,05 м меньше стороны квадратной сваи на 0,15 м меньше стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередач)	1,0 1,0 1,0	0,5 0,6 1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты: песчаные средней плотности: крупные и средней крупности мелкие пылеватые пылевато-глинистые с $J_L \leq 0,5$: супеси суглинки глины пылевато-глинистые с $J_L \leq 0$	1,2 1,1 1,0 0,9 0,8 0,7 1,0	1,0 1,0 1,0 0,9 0,9 0,9 1,0
5 Погружение молотами любой конструкции полых свай с открытым нижним концом: при диаметре полости сваи 0,4 м и менее то же от 0,4 до 0,8 м	1,0 0,7	1,0 1,0
6 Погружение любым способом полых круглых свай с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце сваи камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с $J_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, м: 1,0 – независимо от указанных видов грунта 1,5 – в песках и супесях 1,5 – в суглинках и глинах	0,9 0,8 0,7	1,0 1,0 1,0
7 Погружение, вдавливание свай в грунты: песчаные средней плотности, крупные, средней крупности и мелкие пылеватые пылевато-глинистые с $J_L \leq 0,5$ то же с $J_L \geq 0,5$	1,1 1,1 1,1 1,0	1,0 0,8 1,0 1,0
<i>Примечание</i> – Коэффициенты γ_{CR} и γ_{CF} (поз. 4) для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < J_L < 0,5$ определяются интерполяцией		

Таблица А.3 – Расчётные сопротивления грунта под нижним концом свай

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта R , кПа										
	Песчаный грунт средней плотности										
	гравелистый	крупный	–	средней крупности	мелкий	пылеватый	–	–	–	–	–
	Пылевато-глинистый грунт при показателе текучести J_L										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	$\frac{7100}{6000}$	$\frac{6000}{3200}$	2500	$\frac{3400}{1800}$	$\frac{1800}{1300}$	$\frac{1200}{1000}$	900	800	600	400	300
3	$\frac{7500}{6500}$	$\frac{6600}{4000}$	3500	$\frac{3800}{2200}$	$\frac{2100}{1600}$	$\frac{1300}{1200}$	1000	900	700	500	400
4	$\frac{8300}{7000}$	$\frac{6800}{4800}$	4000	$\frac{4400}{2600}$	$\frac{2300}{1700}$	$\frac{1350}{1300}$	1100	1000	750	550	450
5	$\frac{8900}{7500}$	$\frac{7000}{6000}$	4400	$\frac{4600}{2800}$	$\frac{2400}{2000}$	$\frac{1400}{1350}$	1150	1050	800	600	500
6	$\frac{9400}{8100}$	$\frac{7200}{6500}$	500	$\frac{4700}{3000}$	$\frac{2450}{2100}$	$\frac{1450}{1400}$	1200	1100	850	650	550
7	$\frac{9700}{8500}$	$\frac{7300}{6900}$	4600	$\frac{4800}{3200}$	$\frac{2500}{2200}$	$\frac{1500}{1450}$	1250	1150	900	700	600
8	$\frac{9900}{8700}$	$\frac{7550}{7100}$	4800	$\frac{4900}{3300}$	$\frac{2600}{2300}$	$\frac{1550}{1500}$	1280	1170	920	720	610
9	$\frac{10200}{8900}$	$\frac{7800}{7200}$	4900	$\frac{5000}{3400}$	$\frac{2560}{2350}$	$\frac{1600}{1550}$	1300	1200	940	740	620
10	$\frac{10500}{9100}$	$\frac{7900}{7350}$	5000	$\frac{5100}{3550}$	$\frac{2700}{2400}$	$\frac{1650}{1600}$	1320	1220	960	760	630
12	$\frac{11000}{9300}$	$\frac{8200}{7500}$	5200	$\frac{5200}{3700}$	$\frac{2800}{2500}$	$\frac{1750}{1650}$	1350	1250	980	780	640
15	$\frac{11700}{9500}$	$\frac{8500}{7700}$	5600	$\frac{5400}{4000}$	$\frac{3000}{2600}$	$\frac{1900}{1700}$	1380	1280	1000	800	650
20	$\frac{12600}{10000}$	$\frac{8800}{7800}$	6200	$\frac{5600}{4500}$	$\frac{3200}{2700}$	$\frac{1950}{1750}$	1400	1300	1020	820	680
25	$\frac{13400}{10500}$	$\frac{9000}{7900}$	6800	$\frac{5800}{4800}$	$\frac{3500}{2800}$	$\frac{2000}{1800}$	1450	1320	1040	840	700

Примечания

1 В числителе даны значения R для песчаных грунтов, в знаменателе – для пылевато-глинистых.

2 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести J_L пылевато-глинистых грунтов значения R и R_{fi} в таблицах А.3 и А.4 определяются интерполяцией.

3 Для прочных песчаных грунтов, прочность которых определена по данным статического зондирования, значения R для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 80 %. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения R следует увеличить на 50 %, но не более чем до 20000 кПа

Таблица А.4 – Расчётные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетное сопротивление i -го слоя грунтов на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек R_{fi} , кПа										
	Песчаный грунт средней плотности										
	гравелистый	крупный	средней крупности	мелкий	пылеватый	–	–	–	–	–	–
	Пылевато-глинистый грунт при показателе текучести J_L										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{45}{35}$	$\frac{40}{25}$	$\frac{30}{15}$	12,0	9,0	6,0	5,0	4,0	3,0
2	$\frac{70}{55}$	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{42}$	$\frac{50}{32}$	$\frac{35}{22}$	17,0	13,0	9,0	7,5	7,0	5,0
3	$\frac{80}{60}$	$\frac{65}{52}$	$\frac{60}{48}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{40}{28}$	21,0	17,0	11,0	9,0	7,5	6,0
4	$\frac{85}{65}$	$\frac{70}{55}$	$\frac{63}{53}$	$\frac{58}{40}$	$\frac{44}{32}$	24,0	19,0	13,0	10,0	8,0	6,5
5	$\frac{90}{70}$	$\frac{75}{60}$	$\frac{68}{56}$	$\frac{61}{43}$	$\frac{47}{34}$	26,0	21,0	15,0	11,0	8,5	7,0
6	$\frac{95}{72}$	$\frac{80}{65}$	$\frac{72}{60}$	$\frac{63}{45}$	$\frac{48}{35}$	29,0	23,0	16,0	12,0	9,0	7,5
7	$\frac{100}{75}$	$\frac{85}{70}$	$\frac{75}{63}$	$\frac{65}{47}$	$\frac{49}{36}$	32,0	25,0	17,0	13,0	9,5	8,0
8	$\frac{102}{76}$	$\frac{90}{73}$	$\frac{77}{65}$	$\frac{66}{48}$	$\frac{50}{37}$	33,0	26,0	17,5	13,5	10,0	8,0
9	$\frac{104}{77}$	$\frac{92}{74}$	$\frac{78}{66}$	$\frac{67}{49}$	$\frac{51}{38}$	34,0	27,0	18,0	14,0	10,5	8,0
10	$\frac{106}{78}$	$\frac{93}{75}$	$\frac{79}{67}$	$\frac{68}{50}$	$\frac{52}{39}$	35,0	28,0	18,5	14,5	11,0	8,0
12	$\frac{110}{80}$	$\frac{95}{77}$	$\frac{80}{68}$	$\frac{69}{51}$	$\frac{54}{40}$	36,0	29,0	19,0	15,0	11,0	8,0
15	$\frac{114}{82}$	$\frac{97}{80}$	$\frac{82}{70}$	$\frac{70}{52}$	$\frac{56}{41}$	37,0	30,0	20,5	15,0	11,0	8,0
20	$\frac{117}{85}$	$\frac{99}{81}$	$\frac{85}{75}$	$\frac{72}{53}$	$\frac{58}{42}$	38,0	31,0	21,0	15,0	11,0	8,0
25	$\frac{120}{90}$	$\frac{100}{82}$	$\frac{90}{80}$	$\frac{74}{54}$	$\frac{60}{44}$	39,0	32,0	22,0	15,0	11,0	8,0

Примечания

1 При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай R_{fi} следует учитывать требования, изложенные в примечаниях к таблице А.3.

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

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

Таблица А.5 – Предельные деформации основания

Сооружение	Относительная разность осадок ($\Delta S / L$) _и	Крен i_u	Средняя (в скобках – максимальная $S_{\max u}$) осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные, многоэтажные здания с полным каркасом: железобетонным стальным	0,002 0,004	– –	(8) (12)
2 Здания и сооружения, в конструк- циях которых не возникает усилия от неравномерных осадок	0,006	–	(15)
3 Многоэтажные бескаркасные зда- ния с несущими стенами: из крупных панелей из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же с армированием, в том чис- ле с устройством железобетонных поясов	0,0016 0,002 0,0024	0,005 0,005 0,005	10 10 15
4 Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций: рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите то же сборной конструкции отдельно стоящий силосный кор- пус монолитной конструкции то же сборной конструкции отдельно стоящее рабочее здание	– – – – –	0,003 0,003 0,004 0,004 0,004	40 30 40 30 25
5 Дымовые трубы высотой, м: $H \leq 100$ $100 < H \leq 200$ $200 < H \leq 300$ $H > 300$	– – – –	0,005 1 (2H) 1 (2H) 1 (2H)	40 30 20 10

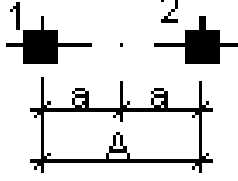
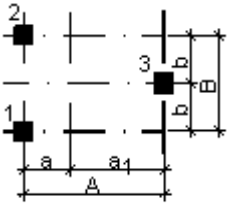
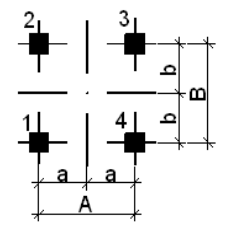
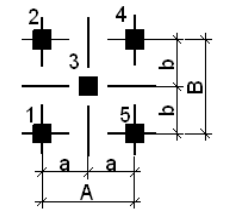
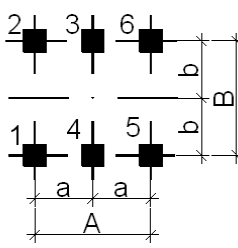
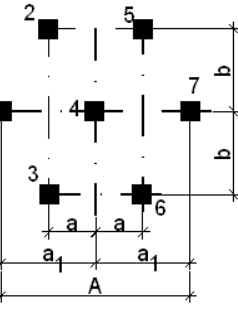
Таблица А.6 – Параметры типовых свайных кустов из забивных свай для одноэтажных промышленных зданий

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размер, мм							
			a	a_1	a_2	A	b	b_1	B	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1		300 × 300	450 650 800	–	–	900 1300 1600	450			900
		350 × 350	600 750 1050			1200 1500 2100				
		400 × 400	600 750 1050			1200 1500 2100				
2		300 × 300	650 800 950 1100	–	–	1300 1600 1900 2200	650 450	–	1300 900	
		350 × 350	1075 1225			2150 2450	625 625		1250 1250	
		400 × 400	900 1050 1200 1350			1800 2100 2400 2700	750 600		1500 1200	
3		300 × 300	900 1100 1250	–	–	1800 2200 2500	450	–	900	
		350 × 350	1050 1200			2100 2400	600		1200	
		400 × 400	1200 1350			2400 2700				
4		300 × 300	475 625	950 1250	–	1900 2500	800 650		1600 1300	
		350 × 350	525 675	1050 1350		2100 2700	900		1800	
		400 × 400	600 675 750 825	1200 1350 1500 1650		2400 2700 3000 3300	1050 900		2100 1800	

Окончание таблицы А.6

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	1050	–	2100
		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	1050	–	2100
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 А.7 – Параметры типовых свайных кустов из забивных свай для многоэтажных промышленных зданий

Схема	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размер, мм				
			a	a_1	A	b	B
1	2	3	4	5	7	8	9
1		300 × 300	450	–	900	–	–
		350 × 350 400 × 400	600		1200		
2		300 × 300	300	600	900	450	900
		350 × 350 400 × 400	400	800	1200		
3		300 × 300	450 600	–	900 1200	450	900
		350 × 350	600 750		1500	600	1200
		400 × 400	600 750		1200 1500		
4		300 × 300	650	–	1300	650	1300
		350 × 350 400 × 400	900		1800	900	1800
5		300 × 300	900	–	1800	450	900
		350 × 350	1050		2100	600	1200
6		300 × 300	475	950	1900	800	1600
		350 × 350	525	1050	2100	900	1800

Окончание таблицы А.7

1	2	3	4	5	7	8	9
7		300 × 300 350 × 350	475 525	950 1050	1900 2100	800 900	1600 1800
8		300 × 300 350 × 350	600 1050	—	1800 2100	900 1050	1800 2100

Таблица А.8 – Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

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

Таблица А.9 – Коэффициент затухания напряжений α

Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных
		1, 0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечание – b – ширина или диаметр фундамента; l – длина фундамента.
Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется линейной интерполяцией

Приложение Б (рекомендуемое)

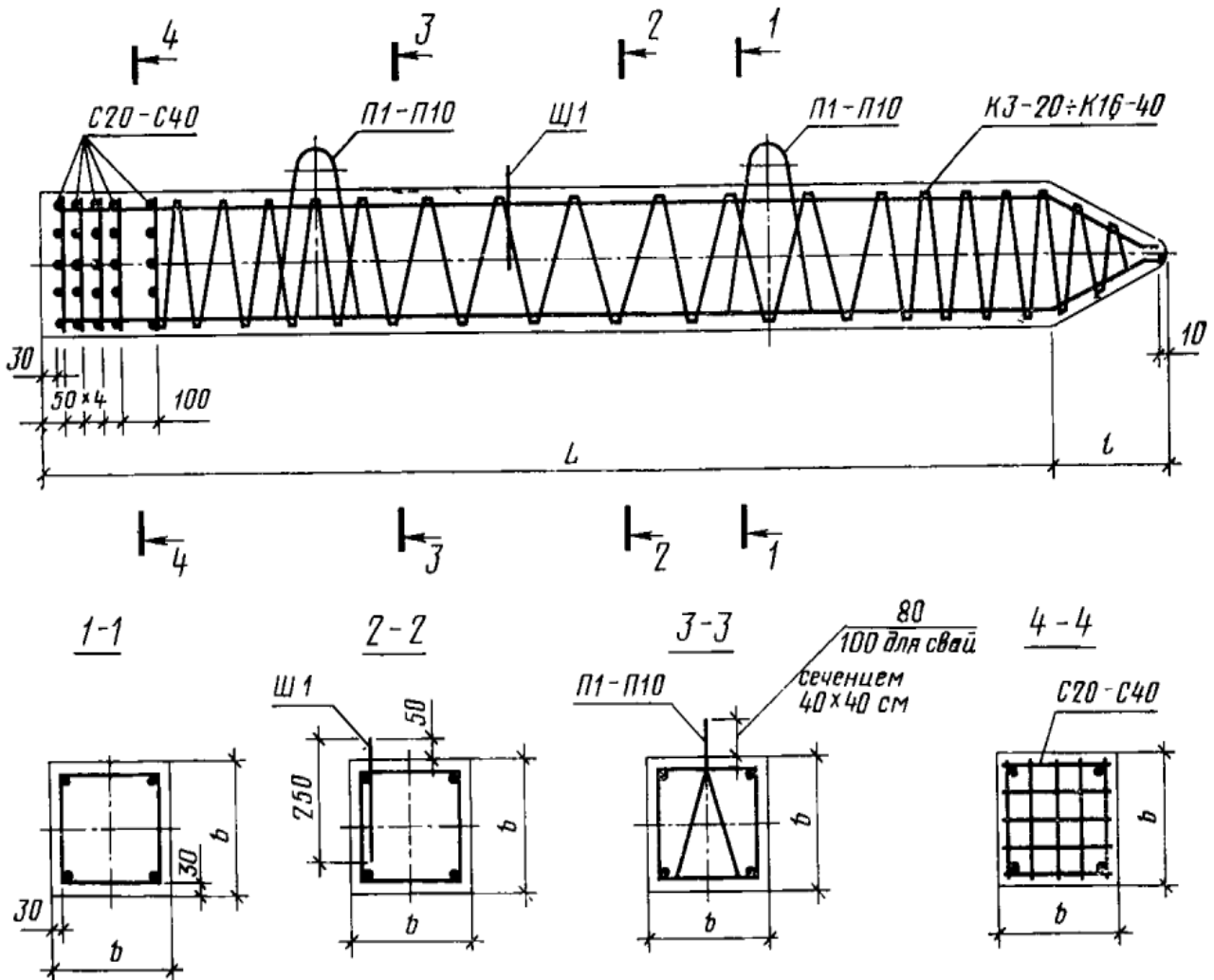


Рисунок Б.1 – Армирование свай