

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ АВТОМОБИЛЬНО-
ДОРОЖНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра мостов, конструкций и строительной механики

**Методические указания
к курсовой работе по дисциплине
«Основания и фундаменты» (раздел «Свайные
фундаменты») для студентов дневной формы обучения**

Харьков
2014

Составители: В.П. Кожушко
С.М. Краснов
С.А. Бугаевский
Ю.В. Бугаевская

Кафедра мостов, конструкций и строительной механики

Методические указания помогут студентам дневной формы обучения, обучающихся по направлению подготовки «Строительство» по специальностям 7.092105 «Автомобильные дороги и аэродромы» и 7.092106 «Мосты и транспортные тоннели», выполнять второй раздел курсовой работы по проектированию свайного фундамента промежуточной опоры моста. Указания могут использоваться и при дипломном проектировании.

Свайные фундаменты широко применяются при проектировании зданий и сооружений. По объему в теоретическом курсе дисциплины «Основания и фундаменты» они занимают почти треть времени и 2/3 часов, запланированных для проведения практических занятий.

Программа по дисциплине «Основания и фундаменты» размещена в «Методических указаниях к курсовой работе по дисциплине «Основания и фундаменты» (раздел «Фундаменты мелкого заложения») для студентов дневной формы обучения».

1. Общие положения расчета

При проектировании свайного фундамента следует выбрать несколько его вариантов и провести их сравнение по технико-экономическим показателям. При этом необходимо предусмотреть технически и экономически целесообразные типы фундамента для заданных геологических и гидрогеологических условий. Должны рассматриваться варианты из деревянных или железобетонных сплошных и пустотелых свай, фундамента на набивных, буровых и винтовых сваях, с высокими и низкими свайными ростверками, с вертикальными, наклонными или козловыми сваями, со всевозможными средствами водоотлива или водопонижения при наличии поверхностных и подземных вод и т.д. [1-7].

Расчет свайных фундамента надо проводить по двум группам предельных состояний. Расчеты по первой группе предельных состояний должны дать решение о количестве и глубине погружений свай на основе определения их несущей способности по грунту и материалу, и в результате проверки несущей способности свайного фундамента как условного сплошного.

При проектировании свайного фундамента нужно рассмотреть основные положения по разработке грунта котлована, типов крепления его стен от обрушения грунта, методов водоотлива или водопонижения и изложить основные мысли о технологии сооружения свайного фундамента.

Проектирование свайного фундамента рекомендуется выполнять в такой последовательности:

1. Выбирают тип и материал свай.
2. Заранее назначают размеры плиты свайного ростверка и глубину его заложения в почву при проектировании низких свайных ростверков, или отметку подошвы плиты при проектировании высоких свайных ростверков с учетом гидрогеологических и геологических условий.
3. Устанавливают расчетные нагрузки на уровне подошвы плиты ростверка.
4. Оценивают почвенные условия, выбирают длину свай.
5. Рассчитывают несущую способность свай по грунту и материалу.
6. Определяют ориентировочное количество свай и производят корректировку количества свай и размеров ростверка.

7. Определяют действительную расчетную вертикальную нагрузку, которая передается на сваю (с учетом собственного веса сваи).

8. Корректируют длину сваи с учетом восприятия ею действительной расчетной вертикальной нагрузки и с расчетом размеров свай, которые выпускаются промышленностью, то есть определяют «заказанную» длину сваи.

9. Назначают способ объединения свай и плиты ростверка, проверяя в необходимых случаях плиту ростверка против продавливания. Назначив, согласно пункту 8, "заказанную" длину сваи, надо корректировать отметку ее острия.

10. Делают расчет свай на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов.

11. Проводят проверку несущей способности грунтов, рассматривая свайный фундамент как условный сплошной.

12. Определяют осадки фундамента как условного сплошного, горизонтальное перемещение верха опоры, крен и другие деформации.

13. Подбирают сваебойный агрегат для погружения сваи на проектную глубину.

14. Определяют отказ сваи.

15. Приводят порядок сооружения свайного фундамента и опоры.

2. Выбор типа свай и материала свай

Параметры свай проектант принимает на основе технико-экономических показателей вариантов. Из большого количества видов свай [2] в фундаментах опор мостов чаще всего применяют железобетонные сваи-оболочки с ненапрягаемой арматурой, а также буровые сваи различных типов с высоким и низким свайным ростверком.

Надо знать, что все типы мостовых свай отличаются от свай, применяемых в промышленном и гражданском строительстве, мощным армированием. Забивные железобетонные сваи и сваи-оболочки для мостового строительства, в зависимости от типа армирования, могут быть нетрещиностойкими, трещиностойкими, выносливыми. Конструкции свай, их расчетные характеристики, маркировка и область применения приведены в типовой

документации на проектирование мостов. В табл. 1 приведены основные данные о типоразмерах забивных призматических свай сплошного сечения, в табл. 2 - данные о круглых полых сваях и сваях-оболочках.

Стыковку секций свай диаметром 40-160 см можно выполнять с помощью болтов или сварки, секции свай-оболочек диаметром 300 см соединяются только посредством фланцево-болтового стыка.

Таблица 1 - Характеристика призматических свай

| Сечение сваи, мм | Длина свай, м | |
|---------------------|-----------------------------------|---|
| | армированные обычной арматурой | армированные предварительно напряженной арматурой |
| 300x300 | 4-12 | 9-15 |
| 350x350 | 6-16 | 10-19 |
| 400x400 | 8-18 | 13-20 |

Примечания.

1. Сваи изготавливают длиной кратной 1 м.
2. В длину сваи не входит длина остря.

Чаще всего для свайных фундаментов под опоры мостов используют железобетонные забивные призматические сваи сечением 350x350 и 400x400 мм, реже - сваи сечением 300x300 мм.

Таблица 2 - Характеристика круглых полых свай и свай-оболочек

| Размер | Полые круглые сваи | | Свай-оболочки | | |
|---------------------|--------------------|-----|---------------|-----------|------|
| | 400 | 600 | 1200 | 1600 | 3000 |
| Внешний диаметр, мм | 400 | 600 | 1200 | 1600 | 3000 |
| Толщина стенки, мм | 80 | 100 | 120 | 120 | 120 |
| Длина секций, мм | 4,6,8,10 | 12 | 6,8,10,12 | 4,6,10,12 | 6 |

2.1. Размеры низкого свайного ростверка и нагрузки на него

Предыдущие размеры плиты низкого ростверка и глубину ее заложения разрешается принимать как для фундамента мелкого заложения [2, 4].

Расчетные нагрузки для различных сочетаний усилий, действующих на уровне подошвы ростверка, нужно выполнять с учетом требований норм [8].

3. Оценка грунтовых условий и назначения длины свай

Почвенный массив по глубине состоит из нескольких слоев различных грунтов с различными физико-механическими характеристиками. Для назначения длины сваи следует оценить эти слои почв с точки зрения их несущей способности.

Оценку грунтовых условий площадки строительства рассмотрим на примере, приведенном на рис. 1.

Физико-механические характеристики грунтов сведены в табл. 3.

Оценивая грунтовые условия площадки строительства, можно сделать вывод, что первый слой грунта нецелесообразно принимать за несущий слой. Этот слой считается несущим, если нижние концы свай не доходят до подошвы слоя на 1 м (рис. 1).

Таблица 3 - Расчетные характеристики грунтов

| Расчетные нагрузки | Группа предельных состояний | | | |
|---|-----------------------------|-------------------|------------------|-------------------|
| | первая | | вторая | |
| | минимал- ьные | максима- льные | минимал- ьные | максима- льные |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Первый слой грунта | | | | |
| Удельный вес γ , кН/м ³ | 17,76 | 20,44 | 18,34 | 19,86 |
| Удельный вес материала частиц γ_s , кН/м ³ | 26 | 26 | 26 | 26 |
| Естественная влажность W , % | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Угол внутреннего трения φ , град | 24 | 32 | 25 | 31 |
| Модуль общей деформации E_0 , кПа | 10000 | 10000 | 10000 | 10000 |
| Коэффициент пористости e | 0,51 | 0,74 | 0,56 | 0,68 |
| Степень влажности S_r | 0,67 | 0,97 | 0,72 | 0,88 |
| Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды γ_{sb} , кН/м ³ | 9,20 | 10,60 | 9,47 | 10,26 |
| Песок мелкий, средней плотности, насыщенный водой | | | | |
| Второй слой грунта | | | | |
| Удельный вес грунта γ , кН/м ³ | 18,04 | 20,76 | 18,62 | 20,18 |

Продолжение табл. 3

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|--|-------|-------|-------|-------|
| Удельный вес материала частиц γ_s , кН/м ³ | 26,5 | 26,5 | 26,5 | 26,5 |
| Естественная влажность W , % | 18 | 18 | 18 | 18 |
| Влажность на границе раскатывания W_p , % | 16 | 16 | 16 | 16 |
| Влажность на границе текучести W_L , % | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Угол внутреннего трения φ , град | 15 | 21 | 16 | 20 |
| Удельное сцепление c , кПа | 21 | 39 | 25 | 35 |
| Модуль общей деформации E_0 , кПа | 15000 | 15000 | 15000 | 15000 |
| Коэффициент пористости e | 0,51 | 0,73 | 0,55 | 0,66 |
| Число пластичности I_p | 14 | 14 | 14 | 14 |
| Показатель текучести I_L | 0,14 | 0,14 | 0,14 | 0,14 |
| Суглинок полутвердый | | | | |
| Третий слой грунта | | | | |
| Удельный вес γ , кН/м ³ | 18,51 | 21,29 | 19,10 | 20,70 |
| Удельный вес материала частиц γ_s , кН/м ³ | 26,5 | 26,5 | 26,5 | 26,5 |
| Естественная влажность W , % | 22 | 22 | 22 | 22 |
| Влажность на границе раскатывания W_p , % | 18 | 18 | 18 | 18 |
| Влажность на границе текучести W_L , % | 42 | 42 | 42 | 42 |
| Угол внутреннего трения φ , град | 14 | 20 | 15 | 19 |
| Удельное сцепление c , кПа | 29 | 55 | 34 | 50 |
| Модуль общей деформации E_0 , кПа | 28000 | 28000 | 28000 | 28000 |
| Коэффициент пористости e | 0,52 | 0,75 | 0,56 | 0,69 |
| Число пластичности I_p | 24 | 24 | 24 | 24 |
| Показатель текучести I_L | 0,17 | 0,17 | 0,17 | 0,17 |
| Глина полутвердая | | | | |

В этом случае длина сваи $l=4$ м, а в почве свая будет погружена на 3,5 м. При строительстве мостов желательная минимальная глубина погружения сваи должна равняться 4 м. Кроме того, если проектировать для свайного фундамента железобетонные сваи сечением 350х350 или 400х400 мм, то их минимальная длина составляет соответственно 6 и 8 м. Короткие сваи также имеют малую несущую способность по грунту, что требует для восприятия внешних усилий большого количества свай, для размещения которых требуется увеличить размеры плиты

ростверка в плане, а это, в свою очередь, приведет к значительным объемам бетона и железобетона на изготовление свайного фундамента.

В общем случае нижние концы свай рекомендуется забивать в крупнообломочные грунты, гравелистые, крупные и средней крупности пески, в глинистые грунты с показателями текучести $I_L \leq 0,1$ не менее 0,5 м, а в другие нескальные почвы - не менее 1 м.

Минимальная расчетная длина свай, заглубленной во второй слой (см. рис. 1) $l_1=8,0$ м, а длина свай, заглубленной в третий слой, $l_2=12,0$ м.

Рассмотрим 2 варианта свай (длинную и короткую). В действительности вариантов различных свай может быть значительно больше.

После технико-экономического сравнения вариантов надо выбрать оптимальный тип свайного фундамента.

При дальнейших расчетах выбираем тот фундамент, который будет иметь меньший объем материалов для изготовления. По условиям взаимодействия с грунтом сваи подразделяются на сваи-стойки и висячие сваи. К сваям-стойкам относят сваи всех видов, опирающихся на скальные и полускальные грунты, а также забивные сваи, нижний конец которых погружен в малосжимаемые грунты. К малосжимаемым грунтам относят крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем полостей и глины твердой консистенции, модуль общей деформации, которых в водонасыщенном состоянии - не менее 50000 кПа.

Сваи-стойки передают нагрузку на грунт нижним концом (за счет лобового сопротивления). К висячим сваям относятся сваи всех типов, опирающихся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунт как за счет лобового сопротивления, так и за счет сил бокового трения по боковой поверхности свай.

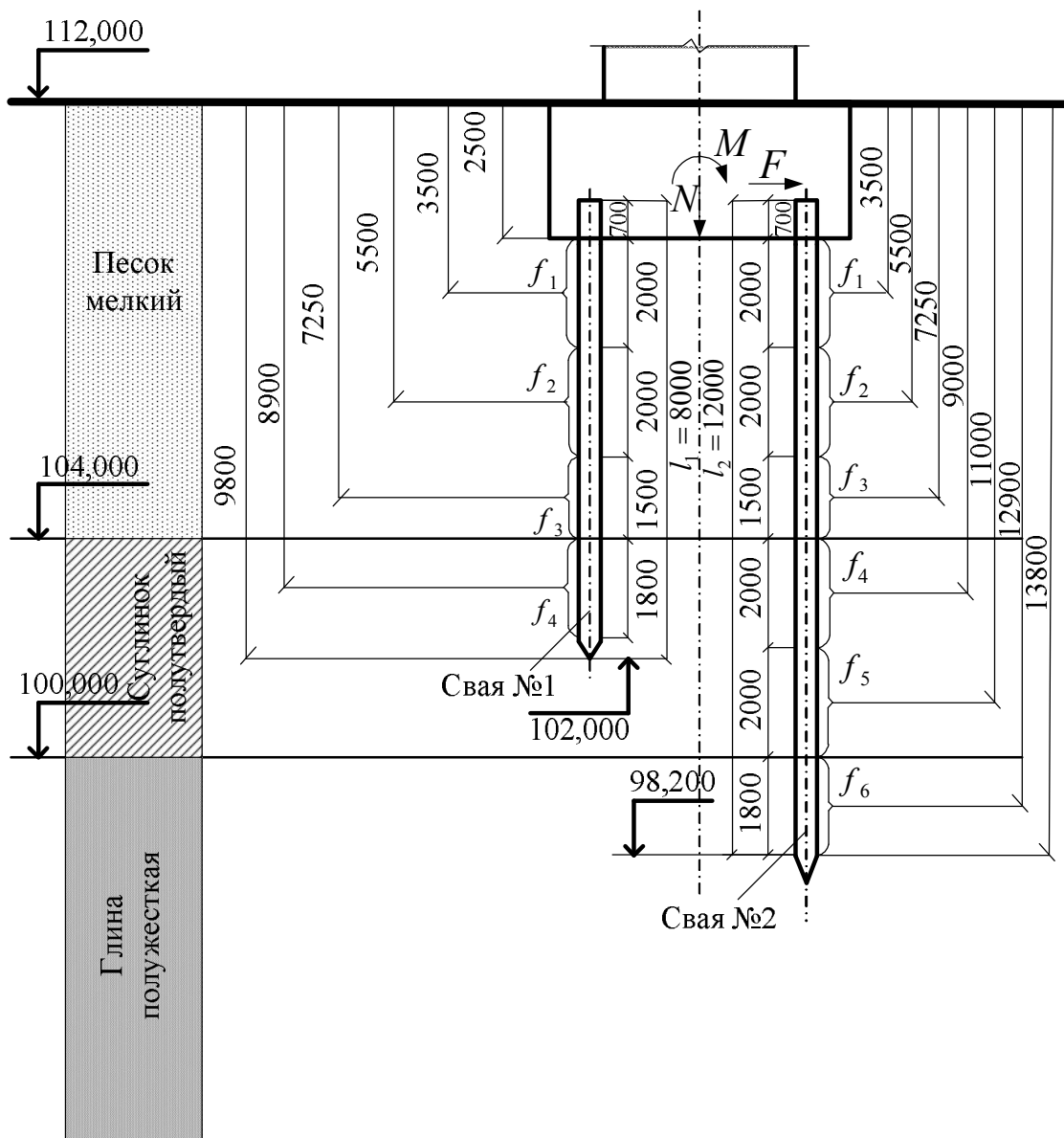


Рисунок 1 – Пример расположения свай в слоях грунта

В этом примере рассмотрены низкие свайные ростверки на висячих сваях.

4. Несущая способность свай

Сваи в составе свайного фундамента или одиночной сваи по несущей способности по грунту надо рассчитывать, исходя из условия [2, 6, 9]

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = N_0, \quad (1)$$

где N – расчетная нагрузка (кН), которая передается на сваю, то есть усилие от расчетных нагрузок, действующих на сваю при

невыгодном сочетании усилий. Собственный вес сваи в этом случае не учитывают;

F_d - несущая способность сваи по грунту, кН;

N_0 - предельная нагрузка, допускаемая на сваю по грунту;

γ_k - коэффициент надежности [2, 6, 9], равный:

- 1,2 – при условии, что несущая способность одиночной сваи определяется в результате полевых статических испытаний;

- 1,25 – при условии, что несущая способность одиночной сваи определяется по результатам статического зондирования, полевых испытаний грунтов эталонной сваей, сваей-зондом или по результатам динамических испытаний, проведенных с учетом упругих деформаций грунта;

- 1,4 – если несущая способность сваи определена по результатам динамических испытаний, но без учета упругих деформаций грунта, или несущая способность определена расчетом.

При расчетах свайных фундаментов под опоры мостов коэффициент назначают в зависимости от типа ростверка. Коэффициент γ_k равен:

- 1,4 – для висячих свай и свай-стоек, входящих в низкий ростверк, или для свай-стоек в составе высокого ростверка, независимо от их количества, если сваи воспринимают нагрузку сжатия;

- 1,25 – то же, но несущая способность свай определена по результатам статических испытаний или по результатам статического зондирования.

Если рассматривается высокий ростверк или низкий ростверк на сильно сжимаемых грунтах, то при расчетах висячих свай принимают следующие величины γ_k :

- 1,4 (1,25) – при 21 и более свай в фундаменте;

- 1,55 (1,4) – при 11-20 сваях;

- 1,65 (1,5) – при 6-10 сваях;

- 1,75 (1,6) – при 1-5 сваях.

Величины в скобках приведены для случаев, когда несущая способность свай определена полевыми статическими испытаниями или статическим зондированием.

Если сваи воспринимают выдергивающие нагрузки, то для любых забивных свай (т.е. висячих свай или свай-стоек) и для

любых ростверков в мостах (низких или высоких) γ_k принимается, в зависимости от количества свай, в фундаменте в соответствии с предыдущим пунктом.

Для других случаев γ_k приведены в источниках [2, 6].

Несущую способность свай-стойки определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (2)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

A - площадь опирания сваи на грунт (площадь поперечного сечения сваи), м^2 ;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай-стойки, кПа (в старой системе $\text{т}/\text{м}^2$); для забивных свай $R=20000$ кПа ($2000 \text{ т}/\text{м}^2$);

для других типов свай и свай-оболочек принимается по указаниям норм [6] или по данным, приведенным в [2, 9].

Несущую способность висячей сваи по грунту определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (3)$$

где R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое для забивных свай по данным источников [2,6,9].

U - внешний периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта у боковой поверхности сваи, кПа ($\text{т}/\text{м}^2$), принимаемый для забивных свай по [2, 6, 9];

h_i - толщина i -го слоя почвы, который контактирует с боковой поверхностью сваи, м. Нормы [6] рекомендуют однородные слои почвы делить на слои толщиной не более 2 м и завершать разбивку в пределах каждого слоя, величины f_i следует определять для середины i -го слоя почвы;

γ_{cR} и γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и у боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетное

сопротивление грунта и принимающиеся для забивных свай по данным источников [2, 6, 9].

Показатели R , f_i , γ_c , γ_{cR} и γ_{cf} для других видов свай (кроме забивных) и свай-оболочек определяют по нормам [6].

5. Пример определения несущей способности сваи по грунту

Используя схему разделения слоев грунта h_i , приведенную на рис. 1, определим несущую способность висячих свай, погруженных с помощью дизель-молота во второй (свая № 1) и третий (свая № 2) слои.

Для сваи № 1 параметры, входящие в формулу (3), имеют следующие значения:

площадь поперечного сечения прямоугольной железобетонной сваи $A = 0,35 \times 0,35 = 0,1225 \text{ м}^2$;

периметр $U = 0,35 \times 4 = 1,4 \text{ м}$.

Нижний конец сваи расположен на глубине 9,8 м от поверхности почвы. Тогда для суглинка при $I_L=0,14$ [2, 6, 9], $R=6345$ кПа.

Расчетные сопротивления (f_1-f_3) [2, 6, 12] нужно находить для песка мелкозернистого средней плотности соответственно при глубинах расположения середины i -х слоев от поверхности грунта, равные 3,5; 5,5 и 7,25 м, а расчетное сопротивление f_4 – для суглинка с числом пластичности $I_L=0,20$ при глубине расположения слоя равное 8,9 м. Значение f_4 принято при $I_L=0,2$, так как при показателе $I_L=0,14$ значений f нет. Тогда $f_1=36,5$ кПа; $f_2=41$ кПа; $f_3=43,25$ кПа; $f_4=63,35$ кПа.

Коэффициенты γ_{cR} и γ_{cf} для забивной сваи, погружаемой дизель-молотами без подмыва, равны 1 [2, 6, 9].

Несущая способность сваи № 1 по грунту:

$$\begin{aligned} F_d &= 1 \cdot [1 \cdot 6345 \cdot 0,1225 + 1 \cdot 1,4 \cdot (36,5 \cdot 2 + 41 \cdot 2 + 43,25 \cdot 1,5 + 63,35 \cdot 1,8)] = \\ &= 777,3 + 1,4 \cdot (7,30 + 82,0 + 64,875 + 114,03) = 777,3 + 1,4 \cdot 333,905 = \\ &= 777,3 + 467,5 = 1244,8 = 1245 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю,

$$N_0 = \frac{1245}{1,4} = 889,3 \text{ кН} \approx 889 \text{ кН}.$$

Для сваи № 2 расчетное сопротивление R определяем для глины с показателем текучести $I_L=0,17$ при глубине погружения сваи 13,8 м, расчетные сопротивления f_4 и f_5 – для суглинка с показателем текучести $I_L=0,2$ и глубиной 9 и 11 м, а f_6 – для глины с показателем $I_L=0,20$ для глубины 12,9 м. Тогда $R=6055$ кПа; $f_1=36,5$ кПа; $f_2=41$ кПа; $f_3=43,25$ кПа; $f_4=63,5$ кПа; $f_5=66,4$ кПа; $f_6=69,1$ кПа.

$$\begin{aligned} F_d &= 1 \cdot [1 \cdot 6055 \cdot 0,1225 + 1 \cdot 1,4 \times \\ &\times (36,5 \cdot 2 + 41 \cdot 2 + 43,25 \cdot 1,5 + 63,35 \cdot 2 + 2 \cdot 66,4 + 1,8 \cdot 69,1)] = \\ &= 815,1 + 1,4 \cdot (73,0 + 82,0 + 64,875 + 127 + 132,8 + 124,38) = \\ &= 741,7 + 1,4 \cdot 604,055 = 741,7 + 845,7 = 1587,4 \text{ кН} \approx 1587 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$N_0 = \frac{1587}{1,4} = 1133,6 \text{ кН} \approx 1134 \text{ кН}.$$

Для данного сечения свай, используя типовые проекты, необходимо определить ее несущую способность по материалу ствола, которая больше 1134 кН. Сваи и ростверки опор мостов, согласно требованиям норм [7], следует изготавливать из бетона класса не ниже В20.

Из двух величин несущей способности (по грунту и по материалу) для дальнейших расчетов следует принимать меньшее, то есть 889 кН (при $l=8$ м) и 1134 кН (при $l=12$ м).

6. Определение количества свай и расположение их в ростверках

Ориентировочное количество свай, необходимое для восприятия нагрузок на свайный фундамент, рассчитывают по формуле

$$n = \frac{N_{\phi} \cdot K}{N_0}, \quad (4)$$

где N_{ϕ} – равнодействующая вертикальной нагрузки на свайный фундамент (принимается по данным первого методического указания по расчету фундаментов мелкого заложения);

K – коэффициент, учитывающий влияние моментов, действующих на свайный фундамент. Коэффициент $K=1-1,4$ и зависит от соотношения p_{\max}/p_{\min} . Значение максимальных p_{\max} и минимальных p_{\min} давлений на уровне подошвы плиты ростверка примем согласно данным первых методических указаний. Коэффициент K следует определять по формуле

$$K = \frac{3 \cdot p_{\max} + p_{\min}}{2 \cdot (p_{\max} + p_{\min})} \quad (5)$$

для всех сочетаний нагрузок.

Тогда для соединения 1 при $p_{\max}=416,7$ кПа и $p_{\min}=279,3$ кПа

$$K_1 = \frac{3 \cdot 472,9 + 289,3}{2 \cdot (472,9 + 289,3)} = \frac{1708}{1524,4} = 1,120;$$

для соединения 2 при $p_{\max}=480,1$ кПа и $p_{\min}=480,1$ кПа,

$$K_2 = 1;$$

для соединения 3 при $p_{\max}=511,2$ кПа и $p_{\min}=211,4$ кПа

$$K_3 = \frac{3 \cdot 511,2 + 211,4}{2 \cdot (511,2 + 211,4)} = \frac{1745}{1445,2} = 1,207;$$

для соединения 4 при $p_{\max}=517,1$ кПа и $p_{\min}=363,9$ кПа

$$K_4 = \frac{3 \cdot 517,1 + 363,9}{2 \cdot (517,1 + 363,9)} = \frac{1915,2}{1762} = 1,087;$$

для соединения 5 при $p_{\max}=463,0$ кПа и $p_{\min}=418,0$ кПа

$$K_5 = \frac{3 \cdot 463,0 + 418,0}{2 \cdot (463,0 + 418,0)} = \frac{1870}{1762} = 1,026;$$

для соединения 6 при $p_{\max}=453,7$ кПа и $p_{\min}=427,3$ кПа

$$K_6 = \frac{3 \cdot 453,7 + 427,3}{2 \cdot (453,7 + 427,3)} = \frac{1788,4}{1762} = 1,015.$$

1: Для восприятия внешних усилий нужно такое количество свай

соединение 1:

$$n = \frac{18292,5 \cdot 1,120}{889} = 23 \text{ шт};$$

соединение 2:

$$n = \frac{23042,5 \cdot 1}{889} = 25,9 \text{ шт} \approx 26 \text{ шт};$$

соединение 3:

$$n = \frac{17342,5 \cdot 1,207}{889} = 23,5 \approx 24 \text{ шт};$$

соединение 4:

$$n = \frac{21142,5 \cdot 1,087}{889} = 25,9 \approx 26 \text{ шт}.$$

соединения 5 и 6 требуют меньшего количества свай. Принимаем 26 свай.

Для восприятия этих же внешних усилий необходимо иметь такое количество свай 2

соединение 1:

$$n = \frac{18292,5 \cdot 1,120}{1134} = 18,1 \approx 18 \text{ шт};$$

соединение 2:

$$n = \frac{23042,5 \cdot 1}{1134} = 20,3 \approx 20 \text{ шт};$$

соединение 3:

$$n = \frac{17342,5 \cdot 1,207}{1134} = 18,5 \approx 19 \text{ шт};$$

соединение 4:

$$n = \frac{21142,5 \cdot 1,087}{1134} = 20,3 \approx 20 \text{ шт.}$$

Принимаем $n=20$ свай.

Сваи можно располагать в рядовом и шахматном порядках, симметрично и несимметрично относительно осей симметрии подошвы плиты ростверка, равномерно (т.е. с одинаковыми расстояниями между осями свай в ряду) и неравномерно.

Примем равномерное рядовое симметричное расположение свай. Расстояние между осями вертикальных забивных висячих свай [2, 6, 9] на уровне их нижних концов должно быть не менее $3d$ (где d – диаметр круглого или сторона прямоугольного сечения ствола сваи). Для наклонных свай расстояние между их осями на уровне подошвы ростверка должно составлять не менее $1,5d$. Расстояние между стволами буровых и набивных свай или оболочек должно быть не менее 1 м.

Сваи и оболочки на уровне подошвы ростверка следует расставлять друг от друга на расстоянии, достаточном для размещения необходимого количества арматуры, возможности качественного бетонирования и удобной забивки свай или оболочек. Расстояние от края ростверка до ближайшей (крайней) сваи или оболочки диаметром до 2 м в свету должно быть не менее 25 см, а при оболочках диаметром более 2 м – не менее 10 см.

Железобетонный ростверк (если ростверк будет предложено) надо армировать на основе расчета его как железобетонной конструкции. При этом арматуру у подошвы ростверка укладывают в каждом промежутке между рядами свай в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 2).

Бетонный ростверк в его нижней части (у подошвы) армируют конструктивно. При этом площадь поперечного сечения стержней арматуры вдоль и поперек оси моста следует принимать не менее 10 см на 1 м длины.

Минимальное расстояние между осями свай сечением 350×350 мм составляет $3d=3 \cdot 35=105$ см.

Для размещения 26 свай длиной $l_1=8$ м и 20 свай длиной $l_2=12$ м размеры плиты ростверка достаточные. Реально планируем поставить 28 свай длиной $l_2=8$ м и 20 свай длиной $l_2=12$ м (рис. 3). Подсчитаем объем бетона и железобетона на изготовление каждого

из предложенных свайных фундаментов. Расходы материалов на свайный фундамент 1:

объем плиты ростверка $V_{пл} = 2,5 \cdot 4,8 \cdot 8,5 = 102 \text{ м}^3$;

объем свай $V_{паль} = 0,1225 \cdot 7,3 \cdot 26 = 25,039 \text{ м}^3$.

Расходы материалов на свайный фундамент 2:

объем плиты $V_{пл} = 102 \text{ м}^3$;

объем свай $V_{свай} = 0,1225 \cdot 11,3 \cdot 20 = 27,688 \text{ м}^3$.

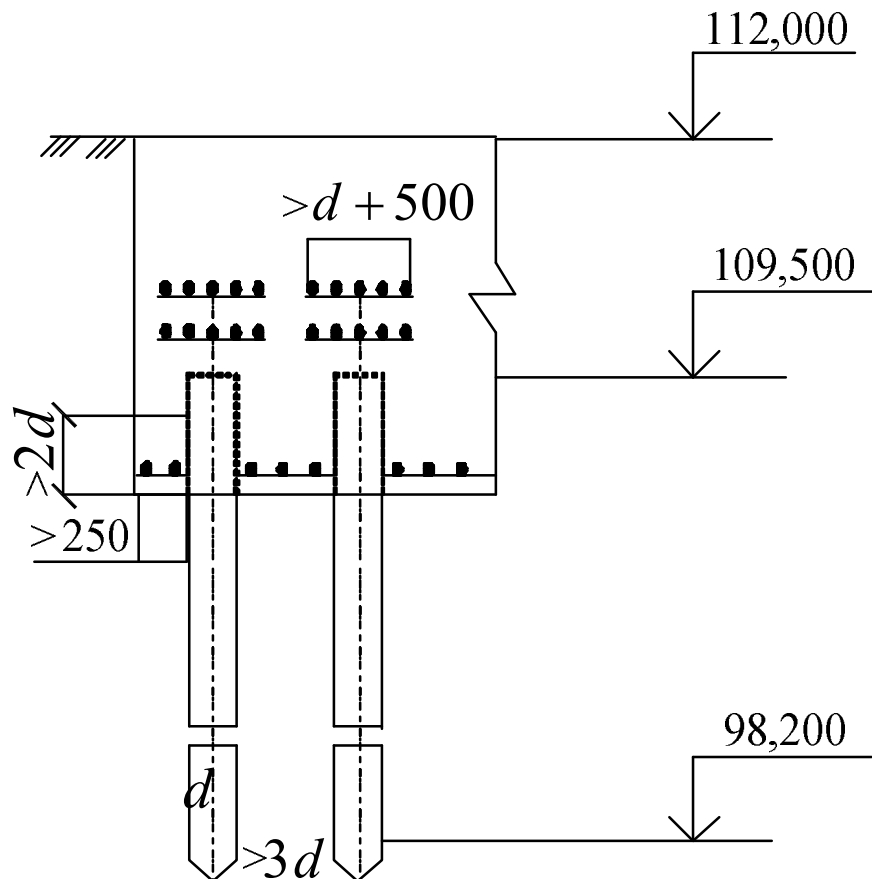


Рисунок 2 – Расположение свай и один из способов объединения их с плитой ростверка

Таким образом, рациональным является свайный фундамент 1, в котором предусматривается 28 свай длиной $l=8$ м.

Расположение свай в плите ростверка показано на рис. 3. Расположение свай – рядовое, равномерное, симметричное.

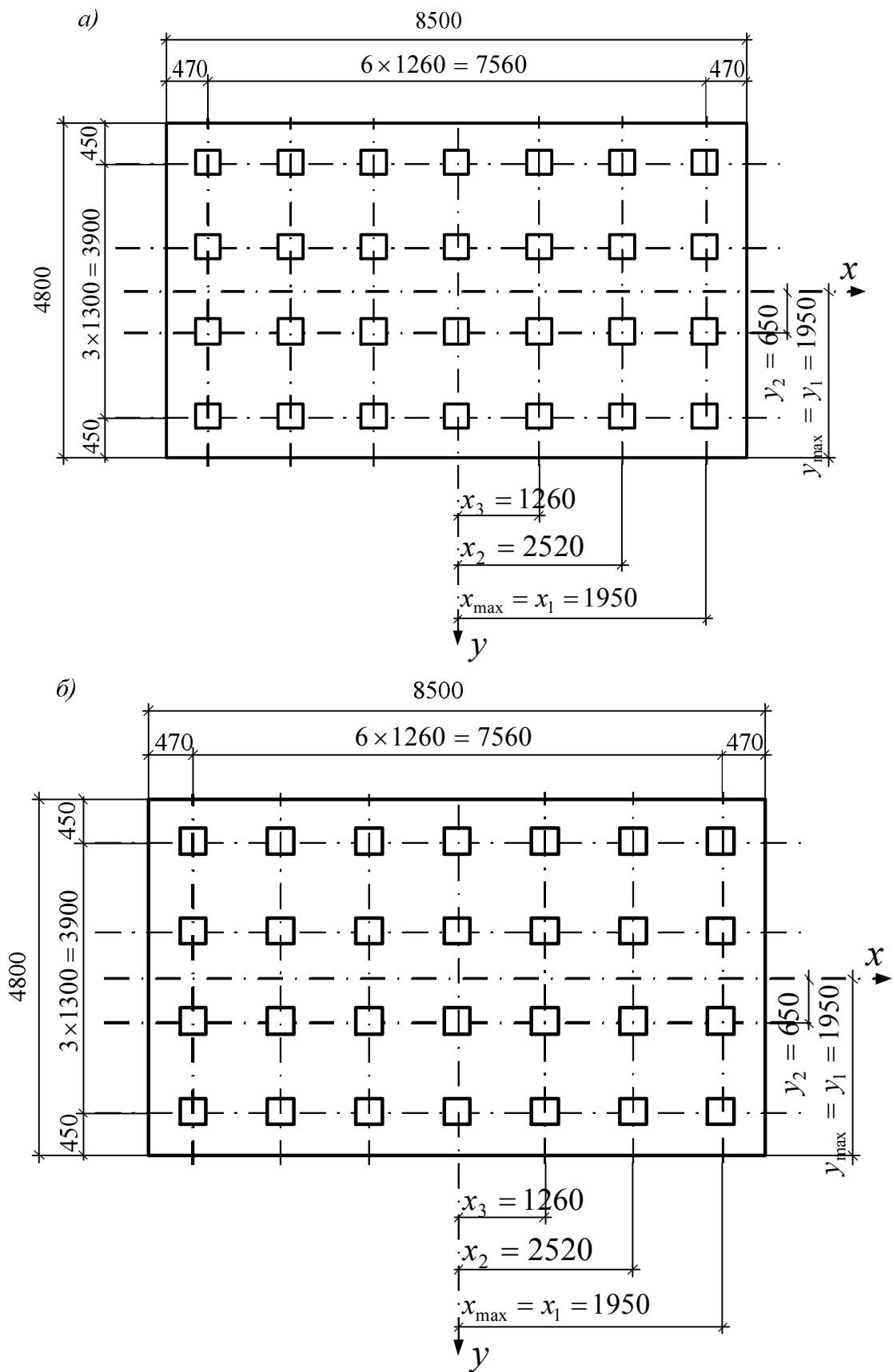


Рисунок 3 – Схема расположения свай в ростверках:
 а – 28 свай, $l_1=8$ м; б – 20 свай, $l_2=12$ м

7. Определение расчетной вертикальной нагрузки на сваю

Расчетную нагрузку на максимально нагруженную сваю надо определить по формуле [2, 6, 9]

$$N_{\text{пал}} = \frac{N_{\phi}}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{\text{max}}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{\text{max}}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}, \quad (6)$$

где N_{ϕ} , M_x , M_y , – соответственно расчетная (сжимающая) сила, расчетные моменты относительно главных центральных осей x и y ; x_i и y_i – соответственно расстояние от главных осей до оси i -ой сваи (рис. 3,а);

x_{max} и y_{max} – расстояние от главных осей до оси сваи, на которую передается наибольшая нагрузка.

Пример (см. рис. 3, а)

$$x_{\text{max}} = 3,78\text{м};$$

$$y_{\text{max}} = 1,95\text{м};$$

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^{28} x_i^2 &= 2 \cdot 4(x_1^2 + x_2^2 + x_3^2) = 8 \cdot (3,78^2 + 2,52^2 + 1,26^2) = \\ &= 8 \cdot (14,2884 + 6,3504 + 1,5856) = 177,8\text{м}^2; \end{aligned}$$

$$\sum_{i=1}^n y_i^2 = 2 \cdot 7(y_1^2 + y_2^2) = 14 \cdot (1,95^2 + 0,65^2) = 14 \cdot (3,8025 + 0,4225) = 59,15\text{м}^2.$$

Подставив значение полученных параметров в формулу (6), получим величину действительных усилий на сваю. Значения N_{ϕ} и M приведены в первом методическом указании по расчету фундаментов мелкого заложения.

соединение 1

$$N_{\text{свай}} = \frac{18292,5}{28} + \frac{3532,5 \cdot 1,95}{59,15} = 653,3 + 116,5 = 769,8 \approx 770 \text{ кН};$$

соединение 2

$$N_{\text{свай}} = \frac{23042,5}{28} = 823\text{кН};$$

соединение 3

$$N_{\text{свай}} = \frac{17342,5}{28} + \frac{5755,5 \cdot 1,95}{59,15} = 619,4 + 189,7 = 809,1 \approx 809 \text{ кН};$$

соединение 4

$$N_{\text{свай}} = \frac{21142,5}{28} + \frac{2925,5 \cdot 1,95}{59,15} = 755,1 + 96,4 = 851,5 \text{ кН};$$

соединение 5

$$N_{\text{свай}} = \frac{21142,5}{28} + \frac{1521 \cdot 3,78}{177,8} = 755,1 + 32,3 = 787,4 \approx 787 \text{ кН}.$$

Свая перегружена на $\frac{889 - 851,5}{889} \cdot 100 = 4,2\%$

Принимаем свайный фундамент, имеем 28 свай длиной $l=8$ м.

8. Объединение свай с плитой ростверка. Назначение толщины плиты

Минимальную толщину плиты h назначают не менее $(h_0 + h_1)$, где h_0 – глубина заделки свай в плиту (рис. 4); h_1 – глубина, назначается из условия непродавливания сваей плиты.

В фундаментах гражданских и промышленных зданий минимальная толщина $h_1 \geq 25$ см, у фундаментов мостов $h_1 \geq 50-75$ см, а действительная толщина назначается расчетом на продавливание. Размер погружения свай в плиту зависит от способа объединения свай с плитой и размеров поперечного сечения свай.

Рисунок 4 – Определение минимальной толщины плиты

Нормы [6] позволяют как свободное, так и жесткое объединение свай с плитой. В мостостроении рекомендуется жесткое объединение свай с плитой. В этом случае свая должна заходить в ростверк выше слоя бетона, который заключен подводным способом на глубину h_0 , назначаемую расчетом, и которая составляет не менее половины периметра призматической сваи (рис. 5, а), не менее $2d$ цилиндрической сваи (если диаметр поперечного сечения сваи $d \leq 0,6$ м) и не менее 1,2 м – для свай с $d \geq 0,6$ м.

В фундаментах гражданских и промышленных зданий свая при жестком объединении должна входить в ростверк не менее, чем на 30 см. Разрешается объединять сваи с помощью выпусков арматуры (рис. 5, б). В этом случае тело сваи надо заводить в плиту ростверка или насадку свайной опоры на глубину не менее 10 см и предусматривать выпуски арматуры не менее 30 диаметров арматуры периодического профиля и не менее 40 диаметров гладкой арматуры.

В сваях, работающих на выдергивание, длина заделки арматуры в ростверк определяется расчетом на выдергивание. При свободном опирании ростверка на сваи и при монолитной плите заделка головы сваи в ростверк h_0 должна быть не менее 5-10 см. Это объединение плиты со сваями при расчетах считается шарнирным объединением. Если существующие фундаменты усиливают буроинъекционными сваями, длину заделки сваи в фундамент определяют расчетом согласно требованиям норм [6] или назначают конструктивно (5 диаметров сваи). При недостаточной толщине фундамента предусматривается расширение сваи в месте ее примыкания к ростверку.

На крайних сваях опор ставят анкерные хомуты. Толщина плиты h (см. рис. 4) при проектировании фундаментов гражданских и промышленных сооружений, как правило, равна 70-80 см (минимальная толщина 30 см), в опорах крупных сооружений должно быть не менее 100 см, в мостах при толщине ствола сваи – до 0,6 м – 140-200 см, при больших размерах поперечного сечения свай – 200-300 см.

а)

б)

Рисунок 5 – Способы объединения свай с плитой ростверка: а - путем заведения свай на глубину h_0 ; б – с помощью выпусков арматуры

При применении массивных опор, в которых плита ростверка в плане имеет минимальные размеры, ее толщину можно уменьшить, считая, что на продавливание работает и нижняя часть опоры. Голову свай можно частично заделывать в тело опоры.

Через голову свай на бетон плиты может передаваться давление, превышающее расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие. В этом случае требуется усиление бетона плиты в районе голов свай арматурными сетками (рис. 5) со стержнем диаметром 12 мм и длиной, равной толщине свай плюс 50 см и не менее $2,5d$ свай. При превышении расчетного сопротивления плиты до 20% ставят одну арматурную сетку непосредственно над головой свай, при превышении сопротивления на 20-30% ставят еще одну сетку в 10-15 см от первой (нижней). Расстояние между стержнями сетки, как правило, назначают 10 см для сеток над сваями и 15 см для сеток над оболочками и столбами. Если же давление передается

свайей на бетон плиты и превышает расчетное сопротивление бетона плиты более, чем на 30%, то надо повышать класс бетона.

Форма плиты ростверка обуславливается формой надфундаментной части. Простейшая форма – прямоугольная, которая и предлагается в этом примере.

Чаще всего в свайных фундаментах плиту устраивают монолитной, ибо трудно ставить сборную плиту при большом количестве свай. В мостостроении для плит применяют бетон класса В20 и выше [7]. Сборные плиты ростверков гражданских и промышленных зданий изготавливают из бетона класса В15 и выше, монолитные – из бетона не ниже класса В12,5.

Размеры плиты в плане на уровне обреза часто определяются размерами надфундаментной части, размеры плиты также назначают в зависимости от количества свай. При соотношении размеров плиты $l/h \leq 4$ ее считают жесткой, в других случаях она называется гибкой. Бетонная (жесткая) плита внизу усиливается арматурой в виде плоской сетки (рис. 5) из стержней одинакового диаметра в обоих направлениях, площадь которых в мостах должна быть не менее 10см^2 на 1 пог.м плиты. Минимальный диаметр арматуры $\phi 16\text{мм}$; стержни арматуры ставят на расстоянии 10-20 см друг от друга. Защитный слой бетона в сборных плитах ростверка опор моста должен быть не менее 30 мм, в монолитных плитах при наличии бетонной подготовки – не менее 40 мм, при отсутствии бетонной подготовки – не менее 70 мм [7].

В рассматриваемом примере длину заделки ее головы в ростверк, предполагаем $u/2$, т.е $2 \cdot 35 = 70$ см. Толщину плиты ростверка назначаем 250 см.

9. Расчет свай на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов

Расчет свай на совместное действие вертикальных, горизонтальных сил и моментов нужно выполнять согласно указаниям норм [3, 6, 10]. Если условия по несущей способности свай на такие действия усилий не выполняются, надо либо увеличить количество свай, или принять свай большего сечения, или свай принятого сечения, но мощнее армированные [3], или часть свай погрузить наклонно для лучшего восприятия горизонтальных сил.

10. Проверки свайного фундамента как условного сплошного

Проверку несущей способности по грунту фундамента на сваях как условного фундамента мелкого заложения следует выполнять по формуле (7):

$$p_{\max} \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}, \quad (7)$$

где p_{\max} – максимальное давление на грунт на уровне подошвы массивного фундамента, то есть на отметке 102,200 (см. рис. 1).

Максимальное давление на грунт на уровне подошвы условного фундамента следует определять по формуле [7]

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c \cdot b_c} + \frac{6 \cdot a_c \cdot (3 \cdot M_c + 2 \cdot F_h \cdot d)}{b_c \cdot \left(\frac{k}{c_b} \cdot d_1^4 + 3 \cdot a_c^3 \right)}, \quad (8)$$

где N_c – нормальная (вертикальная) составляющая сила на уровне подошвы условного фундамента (рис. 6), кН, которая определяется с учетом веса массива 1-2-3-4 вместе с помещенными в нем ростверком и сваями;

a_c, b_c – размеры в плане условного фундамента в направлении, параллельном и перпендикулярном площади действия момента, м. Таким образом, формулой (8) надо пользоваться для 5-6 сочетаний, при вводе нагрузок с 1-4 сочетаниями в формуле (8) вместо a_c надо поставить b_c , вместо b_c – размер a_c ;

F_h (кН), M_c (кНм) – соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки и момент на уровне расчетной поверхности грунта. Поскольку в курсовой работе принято, что линии обреза фундамента и поверхности почвы совпадают, то значение F_h и M_c надо брать по расчетам по обрезу фундамента;

k – коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели C ; он зависит от вида грунта и его физических характеристик [7]. Значения коэффициента k также приведены в нормах [7].

c_b – коэффициент постели грунта на уровне подошвы условного фундамента [7];

d – глубина заложения условного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта (рис. 6).

Нормальная составляющая давления N_c включает вес опоры с учетом плиты ростверка, вес пролетного строения, временных нагрузок, вес свай и вес грунтового массива в пределах условного фундамента 1-2-3-4, т.е. при определении N_c надо взять вертикальные усилия из сочетаний по подошве фундамента и добавить к ним вес свай и вес грунта в пределах фигуры 1-2-3-4.

Рисунок 6 – Схема свайного фундамента как условного сплошного

Вес свай следует определять по формуле

$$G_{\text{палі}} = V_{\text{палі}} \cdot \gamma \cdot n \cdot \gamma_f, \quad (9)$$

где $V_{\text{сваи}}$ – объем погруженной в грунт части свай;

γ – удельный вес материала свай, кН/м^3 ; при погружении всей свай в водопроницаемые грунты следует учитывать взвешивающее действие воды, т.е. подставлять в формулу (9) вместо γ_b величину $(\gamma_b - \gamma_w) = 25 - 10 = 15 \text{ кН/м}^3$; при погружении острия свай в водонепроницаемые грунты (в водоупор) весоизмерительное действие воды не учитывается, т.е. в формулу (9) следует вместо γ_b подставить $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$;

n – количество свай, шт.;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; $\gamma_f=1,25$ [8].

Поскольку сваи погружены во второй слой грунта (в суглинок с $I_L=0,14$), то вес свай определяем без учета взвешивающего действия воды:

$$G_{сваи} = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 7,3 \cdot 25 \cdot 28 \cdot 1,25 = 782 \text{ кН.}$$

Вес грунта в пределах параллелепипеда 1-2-3-4 определяется с учетом веса воды, действующей на водоупорный слой по формуле

$$G_{гр} = \sum V_i \cdot \gamma_i \cdot \gamma_f + \sum V'_i \cdot \gamma_w, \quad (10)$$

где $\gamma_f=1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке [8];

V_i – объем i -го слоя почвы в пределах фигуры 1-2-3-4 (рис. 6);

γ_i – удельный вес грунта i -го слоя, кН/м^3 ; при определении веса водопроницаемых грунтов надо подставлять удельный вес грунта γ_{sb} с учетом взвешивающего действия воды;

V'_i – объем столба воды (м^3), что передается через подошву 3-4 условного фундамента. При определении объема столба воды высоту столба надо измерить от уровня высокой или меженной воды. В примере определена высота столба воды от меженного уровня. Если низ сваи погружен в водопроницаемые грунты, вес столба воды $\sum V'_i \cdot \gamma_w$ определять не надо;

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

При определении объема грунтового массива в пределах условного фундамента 1-2-3-4 нужно знать размеры условного фундамента в плане. Эти размеры определяются согласно нормам [7].

$$a_c = a_0 + 2 \cdot l \cdot \text{tg} \frac{\varphi_{l,mt}}{4}, \quad (11)$$

$$b_c = b_0 + 2 \cdot l \cdot \text{tg} \frac{\varphi_{l,mt}}{4}, \quad (12)$$

где a_0, b_0 – расстояния между внешними гранями свай (см. рис. 3, 6) в соответствии вдоль осей $x-x$ и $y-y$, м;

l – длина свай в грунте, м;

$\varphi_{l,mt}$ – средневзвешенная величина расчетных углов трения грунтов в пределах погруженной части сваи l ; в примере введены минимальные значения углов внутреннего трения, определенные для первой группы предельных состояний.

$$\varphi_{l,mt} = \frac{\sum \varphi_{l,i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (13)$$

где $\varphi_{l,i}$ – угол внутреннего трения грунта i -го слоя;

h_i – толщина i -го слоя грунта.

В рассматриваемом примере при

$$\varphi_{l,mt} = \frac{24 \cdot 5,5 + 15 \cdot 1,8}{5,5 + 1,8} = 21,78^\circ.$$

Длины сторон основания параллелепипеда 1-2-3-4

$$a_c = 7,91 + 1,39 = 9,30 \text{ м};$$

$$b_c = 4,25 + 2 \cdot 7,3 \cdot \operatorname{tg} \frac{21,78^\circ}{4} = 4,25 + 1,39 = 5,64 \text{ м}.$$

При определении веса грунтового массива будем вводить минимальное значение удельного веса, поскольку при определении расчетов b_c и a_c должны быть учтены минимальные значения углов внутреннего трения. При этом надо иметь в виду, что второй слой грунта (суглинок) является водоупором, а уровень меженной воды находится на отметке 113,600°

$$G_{\text{гр}} = [(5,64 \cdot 9,30 \cdot 8 - 4,8 \cdot 8,5 \cdot 2,5) \cdot 9,20 + 5,6 \cdot 9,30 \cdot 1,8 \cdot 18,04] \times \\ \times 1,4 + (5,64 \cdot 9,30 \cdot 9,60 - 4,8 \cdot 8,5 \cdot 2,50 - 28,2 - V_n') \cdot 10 = 10003 \text{ кН}.$$

Объем опоры ниже уровня меженной воды равен 28,2 м³, поскольку размеры опоры и уровня воды приняты такими же, как в методичке по расчету фундаментов мелкого заложения.

V_n' – объем свай в пределах до водоупора.

$$V_n' = \frac{25,039}{7,3} \cdot 5,5 = 18,865 \text{ м}^3.$$

Имея несколько сочетаний действующих нагрузок (первые методические указания), вес почвы $G_{гр}$ и вес свай $G_{сваи}$, необходимо определить ρ_{max} для каждого сообщения, но для этого сначала определим коэффициент пропорциональности k_1 и k_2 и коэффициент постели c . Значения коэффициентов k_i и коэффициент постели c надо определить по данным норм [7] или приложения Н.

В нашем случае нужно определить коэффициент k_1 для песка мелкого при коэффициенте пористости $l=0,74$ (для почвы первого слоя) и коэффициент k_2 для суглинка при $I_L=0,14$ (для почвы второго слоя). Тогда $k_1=4052\text{кН/м}^4$, $k_2=5332\text{кН/м}^4$.

Для рассматриваемого примера:

$$k = \frac{\sum k_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{4052 \cdot 8 + 5332 \cdot 1,8}{8 + 1,8} = \frac{32416 + 9597,6}{9,8} = \frac{42013,6}{9,8} = 4287\text{кН/м}^4.$$

Так как $d_l=9,8\text{м}<10\text{ м}$, то коэффициент постели определяется по формуле

$$c_b=10 \cdot k_2=10 \cdot 5332=53320\text{ кН/м}^3.$$

Определим максимальное давление на уровне подошвы условного фундамента для соединений 1-6:

$$P_{\max 1} = \frac{18292,5 + 10003 + 782}{5,64 \cdot 9,30} + \frac{6 \cdot 5,65 \cdot 3 \cdot 35625}{9,30 \left(\frac{4287}{53320} \cdot 9,8^4 + 3 \cdot 5,64^3 \right)} = \frac{18292,5 + 10785}{52,452} + \frac{361655}{11902228} = 554,4 + 30,4 = 584,8\text{кПа};$$

$$P_{\max 2} = \frac{23042,5 + 10785 +}{52,452} = 644,9\text{ кПа};$$

$$P_{\max 3} = \frac{17342,5 + 10785}{52,452} + \frac{6 \cdot 5,64 \cdot (3 \cdot 4992 + 2 \cdot 315 \cdot 9,8)}{11902,228} = 536,3 + 50,2 = 586,5\text{кПа};$$

$$p_{\max 4} = \frac{21142,5 + 10785}{52,452} + \frac{6 \cdot 5,64 \cdot (3 \cdot 2142 + 2 \cdot 315 \cdot 9,8)}{11902,228} =$$

$$= 608,7 + 35,8 = 644,5 \text{ кПа};$$

$$p_{\max 5} = \frac{21142,5 + 10785}{52,452} + \frac{6 \cdot 9,30 \cdot (3 \cdot 594 + 2 \cdot 371 \cdot 9,8)}{5,64 \left(\frac{4287}{53320} 9,8^4 + 3 \cdot 9,30^3 \right)} =$$

$$= 608,7 + 28,4 = 637,1 \text{ кПа}.$$

Максимальное давление на уровне подошвы: $p_{\max,4} = 644,9$ кПа.

Расчетное сопротивление грунта основания надо определить в соответствии с приложением *S* работы [7]. Определим средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma_{mt} = \frac{\sum \gamma_{mi} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{17,76 \cdot 8 + 18,04 \cdot 1,8}{8 + 1,8} = \frac{142,08 + 32,472}{9,8} = 17,81 \text{ кН/м}^3. \quad (14)$$

Тогда расчетное давление равно

$$R = 1,7 \{ 269,5 [1 + 0,04(5,64 - 2)] + 2 \cdot 17,81 \cdot (9,8 - 3) \} + 14,7 \cdot 1,6 =$$

$$= 1,7(308,739 + 242,216) + 23,52 = 959,1 \text{ кПа}.$$

Проверим условие

$$p_{\max} \leq R \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

Второй случай загрузки.

$$p_{\max 2} = 644,9 \text{ кПа} < \frac{1 \cdot 959,1}{1,4} = 685,1 \text{ кПа}.$$

Четвертый случай загрузки.

$$p_{\max} = 644,5 \text{ кПа} < \frac{1,2 \cdot 959,1}{1,4} = 822,1 \text{ кПа}.$$

Итак, прочность грунтового основания достаточна для восприятия давления от условного массивного фундамента.

11. Определение осадки свайного фундамента

Осадки свайного фундамента определим методом послойного добавления по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z.p.i} \cdot h_i}{E_{oi}}, \quad (15)$$

где β – безразмерный коэффициент (равен 0,8);

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного нормального давления в пределах i -го слоя грунта (кПа), расположенного ниже подошвы условного фундамента, равный полусумме давлений на верхнем z_{i-1} и нижнем z_i пределах слоя. Размер z измеряется от подошвы условного фундамента, а давление σ_{zp} определим под центром подошвы фундамента (в точке пересечения осей симметрии $x-x$ и $y-y$);

h_i – мощность i -го слоя, м;

E_{oi} – модуль общей деформации грунта i -го слоя, кПа;

n – количество слоев в пределах сжимающей толщины H_s основы (рис. 7).

Значение дополнительного давления на уровне подошвы условного фундамента по формуле

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0}, \quad (16)$$

где p – среднее давление на уровне подошвы условного фундамента, кПа;

$\sigma_{zg,0}$ – бытовое давление грунта (вес вышестоящей почвы) на уровне подошвы условного фундамента.

Среднее давление на уровне подошвы условного массивного фундамента определяется по формуле

$$p = \frac{N_{II,c}}{A_{II,c}}, \quad (17)$$

где $N_{II,c}$ – характеристическая вертикальная составляющая нагрузки, кН,

действующей на уровне подошвы условного фундамента с учетом веса грунта и свай;

$A_{II,c}$ – площадь подошвы условного фундамента.

Характеристическая нагрузка от веса свай

$$\sigma_{\text{П,пал.}} = \frac{782}{1,25} = 626 \text{ кН.}$$

Средневзвешенная величина угла внутреннего трения при расчетах по второй группе предельных состояний

$$\varphi_{II,mt} = \frac{25 \cdot 5,5 + 16 \cdot 1,8}{5,5 + 1,8} = 22,78^{\circ}.$$

Рисунок 7 – Схема к определению толщины сжимающей зоны H_s

Размеры подошвы условного фундамента равны:

$$b_{II,c} = 4,25 + 2 \cdot 7,3 \cdot \operatorname{tg} \frac{22,78^\circ}{4} = 4,25 + 1,46 = 5,71 \text{ м};$$

$$a_{II,c} = 7,91 + 1,46 = 9,37 \text{ м}.$$

Характеристическая нагрузка от веса грунта и воды

$$G_{II,гр} = (5,71 \cdot 9,37 \cdot 8 - 4,8 \cdot 8,5 \cdot 2,5) \cdot 9,47 + 5,71 \cdot 9,37 \cdot 1,8 \cdot 18,62 + (5,71 \cdot 9,37 \cdot 9,6 - 4,8 \cdot 8,5 \cdot 2,5 - 28,2 - 18,865) \cdot 10 = (428,02 - 102,00) \cdot 9,47 + 1793,2 + (513,64 - 149,06) \cdot 10 = 3087,4 + 1793,2 + 3645,6 = 8526,2 \approx 8526 \text{ кН}.$$

Характеристическая вертикальная сила на уровне подошвы ростверка от веса опоры, ростверка, пролетных строений и временной нагрузки составляет 14634 кН (см. первые методические указания).

Суммарная нагрузка на уровне подошвы условного фундамента равна

$$N_{II,c} = 14634 + 8526 + 626 = 23786 \text{ кН}.$$

Среднее давление

$$p = \frac{23786}{5,71 \cdot 9,37} = 445 \text{ кПа}.$$

Вычисление бытовых давлений сведено в табл.4

Таблица 4 - **Вычисление бытовых давлений**

| Отметка | грунт | γ_{sb} или γ , кН/м ³ | Мощность слоя h , м | Давление | | | Полное давление, кПа |
|---------|----------------------|---|--------------------------|--------------|-----------------------|------|----------------------------|
| | | | | от веса слоя | от суммарного веса | | |
| | | | | | грунта | воды | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 113,600 | Уровень воды (УМВ) | 10 | | | | | |
| 112,000 | Кровля мелкого песка | 9,47 | | | | | |

| | | | | | | | |
|---------|--|-------|-------|----------------|----------------|-----------|-----------------|
| 104,000 | Подошва мелкого песка, кровля суглинка прибавляется вес от столба воды | 9,47 | 8 | 75,76 75,76 | 75,76 75,76 | - 96,0 | 75,76 171,76 |
| 102,200 | Подошва условного фундамента | 18,62 | 1,8 | 33,52 | 109,28 | | 205,28 |
| 100,000 | Подошва суглинка | 18,62 | 2,2 | 40,96 | 150,24 | | 246,24 |
| 98,774 | Глина | 19,10 | 1,226 | 23,42 | 173,66 | | 269,66 |
| 96,490 | ——“—— | 19,10 | 2,284 | 43,62 | 217,28 | | 313,28 |
| 94,206 | ——“—— | 19,10 | 2,284 | 43,62 | 260,90 | | 356,90 |
| 91,922 | ——“—— | 19,10 | 2,284 | 43,62 | 304,52 | | 400,52 |

Эпюра бытовых давлений σ_{zg} приведена на рис. 7 слева от вертикальной оси симметрии фундамента (см. рис. 7).

Ниже подошвы фундамента грунт надо разбивать на слои мощностью не более $0,4 \cdot b_{II,c} = 0,4 \cdot 5,71 = 2,284$ м, и разбивку нужно проводить в пределах каждого слоя. В связи с этим принимаем слои следующей толщины:

1-й слой – 2,200 м (в пределах суглинка);

2-й слой – 1,226 м (в глине);

3-й и другие слои – 2,284 м (в глине).

Дополнительное давление p_0 под подошвой условного фундамента

$$p_0 = p - \sigma_{zg.0} = 445 - 205,28 = 239,72 \text{ кПа} .$$

Для точек, расположенных на границах слоев, расположенных ниже подошвы условного фундамента, определим дополнительные давления $\sigma_{zp,i}$ по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot p_0, \quad (18)$$

где α_i – коэффициент рассеивания, определяется для прямоугольного фундамента в зависимости от соотношения сторон $a_{II,c}/b_{II,c}$ и относительной глубины $2z/b_{II,c}$ точки, в которой определяется дополнительное давление [2, 5, 11], или приложение П. Размер z измеряется от подошвы условного фундамента.

Расчеты по определению дополнительных давлений сведены в табл. 5.

Нижняя граница сжатой зоны H_s находится там, где $0,2\sigma_{zg,i} = \sigma_{zp}$. Аналитический расчет (табл. 5) показывает, что нижняя граница сжатой зоны расположена примерно чуть выше отметки 94,206 и составляет $H_s=2,2+1,226+2,284+2,284=7,994$ м. Нижнюю границу можно найти графическим способом на пересечении графиков бытового давления с координатами $0,2\sigma_{zg,i} = \frac{1}{5}\sigma_{zg}$ и дополнительного давления (см. рис. 7, справа).

Осадки определим по формуле (15). Результаты расчета сведены в табл.6.

Таблица 5 - Вычисление дополнительного давления

| Отметки | Расстояние z от подошвы фундамента к слою i, м | $n = \frac{a_{II,c}}{b_{II,c}}$ | $m = \frac{2 \cdot z}{b_{II,c}}$ | α_i | Дополнительное давление, кПа | $0,2\sigma_{zg}$ |
|---------|--|---------------------------------|----------------------------------|------------|------------------------------|------------------|
| 102,200 | 0 | 1,65 | 0 | 1 | 239,7 | 41,1 |
| 100,000 | 2,200 | 1,65 | 0,77 | 0,841 | 201,6 | 49,2 |
| 98,774 | 1,226 | 1,65 | 1,20 | 0,702 | 168,3 | 53,9 |
| 96,490 | 2,284 | 1,65 | 2,00 | 0,445 | 108,7 | 62,7 |
| 94,206 | 2,284 | 1,65 | 2,80 | 0,2875 | 68,9 | 71,4 |
| 91,892 | 2,284 | 1,65 | 3,60 | 0,157 | 37,6 | 80,1 |

Таблица 6 - Вычисление осадки

| Отметки | Мощность слоя, м | Дополнительное давление, кПа | | Среднее дополнительное давление $\sigma_{zp,i}$ | $\frac{0,8}{E_{oi}}$ | $\frac{0,8 \cdot \sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{oi}}$ |
|-----------------|------------------|------------------------------|-------------|---|----------------------|--|
| | | у верха слоя | у низа слоя | | | |
| 100,200-100,000 | 2,200 | 239,7 | 201,6 | 220,65 | 0,000053333 | 0,0259 |
| 100,000-98,774 | 1,226 | 201,6 | 168,3 | 184,95 | 0,000028571 | 0,0065 |
| 98,774-96,460 | 2,284 | 168,3 | 106,7 | 137,5 | 0,000028571 | 0,0090 |
| 96,460-94,176 | 2,284 | 106,7 | 68,9 | 87,8 | 0,000028571 | 0,0057 |
| Вместе | | | | | | 0,0471 |

Таким образом, величина осадки $S=0,0471\text{м}=4,71\text{см}$.

12. Расчеты в период проведения работ по сооружению свайного фундамента

В зависимости от почвенных условий и глубины погружения свай, надо принять рациональный способ погружения. Необходимо рассмотреть несколько целесообразных способов погружения, учитывая при этом, что механизмы ударного действия (молоты) рациональны в глинистых почвах, а вибропогружатели лучше применить при погружении свай в несвязные грунты (пески, супеси).

Молоты или вибропогружатели нужно выбирать по данным работ [1, 2, 6, 9, 12, 13, 14], а дизель-молоты и вибропогружатели – по приложению Д. Необходимую энергию удара молота, кДж, для свай длиной до 25 м надо подбирать по формуле

$$E_p = 0,045 \cdot N, \quad (19)$$

где N – расчетная нагрузка, которая передается на сваю, кН. В нашем случае $N=889$ кН.

Тогда

$$E_p = 0,045 \cdot 889 = 40 \text{ кДж}.$$

В зависимости от требуемой величины энергии удара, определяют сваебойный агрегат, характеристики которого приведены в табл. 1 приложения Д.1.

В рассматриваемом примере можно принять трубчатый дизель-молот с воздушным охлаждением С-859А (ударная часть МД-1800) [2, 9], который имеет наибольшую энергию удара $E_n = 53$ кДж.

Принятый тип молота должен удовлетворять требованию [1]

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} < k, \quad (20)$$

где m_1 – масса молота (см. приложение Д.1), т, масса молота С-859А равна $m_1=3,9$ т;

m_2 – масса свай и наголовника, т; масса, свай $m_2'=0,1225 \cdot 8 \cdot 25 \cdot 1,25=3,06$ т; массу наголовника принимаем $m_2''=0,1$ т. Тогда $m_2=3,06+0,1=3,16$ т;

m_3 – масса подбабка, т. Предполагаем забивку свай без подбабка;

E_d – расчетная энергия удара (см. приложение Д.1), кДж;

K – коэффициент годности молота (табл. приложение Д.2).

Для паровоздушных молотов единичного действия $E_d = G \cdot H$;

G – вес ударной части молота, кН;

H – высота падения молота, м. Для паровоздушных молотов двойного действия и дизель-молотов энергия удара принимается согласно паспортным данным.

При подборе молотов для забивки наклонных свай минимальную энергию удара E_d нужно увеличить для свай с наклоном 5:1, 4:1, 3:1, 2:1 и 1:1 соответственно в 1,1; 1,5; 1,25; 1,4 и 1,7 раз.

По формуле (20) проверяем возможность использования молота С-859А по величине k .

$$\frac{3,9 + 3,06 + 0}{44,1} = 0,158 < k = 0,6.$$

В процессе погружения сваи необходимо контролировать ее отказ. При забивании свай длиной до 25 м определяется остаточный отказ S_a (при условии, что $S_a \geq 0,002$ м) по формуле

$$S_a = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (21)$$

где η – коэффициент (кН/м²), принимаемый для железобетонных свай с наголовником 1500; для деревянных свай без подбабка – 1000; с подбабком – 800;

A – площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полного поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия в свае острия), м²;

E_d – расчетная энергия удара молота, кДж;

F_d – несущая способность свай по грунту, кН.

m_1 – масса молота, т;

m_2 – масса сваи с наголовником, т;

m_3 – масса подбабка, т;

ε – коэффициент восстановления удара, при забивке железобетонных свай и свай-оболочек молотами ударного действия с использованием наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0,2$.

В рассматриваемом примере отказ сваи 35x35см длиной 8 м, которая забивается дизель-молотом С-859А, составляет

$$S_a = \frac{1500 \cdot 0,1225 \cdot 44,1}{1245 \cdot (1245 + 1500 \cdot 0,1225)} \cdot \frac{3,9 + 0,2 \cdot 3,06}{3,9 + 3,06} = \\ = \frac{8103,375}{1778793,75} \cdot \frac{4,512}{6,96} = 0,0030\text{м} = 0,30\text{мм} > 0,2\text{мм}.$$

Если остаточный отказ сваи $S_a < 0,2$ мм, нужно использовать молот с большей энергией удара или принять другую формулу [1] для определения S_a с обязательной регистрацией погружения сваи отказомером.

13. Подбор вибропогружателя для погружения свай

Вибропогружение рациональное в песчаных грунтах. Марку вибропогружателя следует определять по величине возмущающего (возмущающей) силы [1, 2, 4].

$$F_0 = \frac{\gamma_g \cdot N - 2,8G_{\text{п}}}{K_s}, \quad (22)$$

где γ_g – коэффициент надежности по грунту, принимаемый 1,4;

N – расчетная нагрузка на свайный элемент по проекту, кН, а в случае погружения свайных элементов до расчетной глубины – соответственно этой глубине сопротивления углублению в грунт свайного элемента по проекту;

$G_{\text{п}}$ – суммарный вес вибросистемы, в которую входит вес вибропогружателя, свайного элемента и наголовника, кН;

K_s – коэффициент снижения бокового сопротивления грунта при вибропогружении, принимаемый по приложению Д.3.

Требуемое значение максимальной вынуждающей силы вибропогружателя F_0 окончательно следует принимать не менее $1,3 \cdot G_{\text{п}}$, если погружаются свай-оболочки с выемкой грунта из внутренней полости в ходе погружения и $1,5 \cdot G_{\text{п}}$ – при погружении полых свай без выемки грунта.

Кроме того, надо проверять подобранный вибропогружатель по величине нужной амплитуды колебаний системы «вибропогружатель-свая»

$$\frac{\mu K_m}{M_c} \geq A_0; \quad (23)$$

где A_0 – необходимая амплитуда колебаний при отсутствии сопротивления грунта, см (приложения Д.4);

K_m – статический момент дебалансов вибропогружателя, кгм;

μ – коэффициент, равный 1-1,5 в начале погружения и 0,7 - в конце погружения;

M_c – суммарная масса вибропогружателя, свай и наголовника, кг.

При окончательном выборе типа вибропогружателя следует учитывать, что при одинаковой принудительной силе большей погружающей способностью обладает вибропогружатель с большим статическим моментом дебалансов K_m , а при прочих равных условиях следует выбирать вибропогружатель с регулируемыми в процессе работы параметрами.

Предположим, что для погружения свай пригоден вибропогружатель ВРП 15/60. Согласно приложению Д.5 момент эксцентриков $K_m=150$ (кгм), вес вибропогружателя $G_{вз}=50,8$ кН, масса вибропогружателя $M_{вз}=5,08$ т, вес свай и наголовника $G_{п.н}=30,6$ кН. Поскольку свая погружена острием в суглинок полутвердый, амплитуду колебаний назначим $A_0=1,4$ см (см. приложение Д.4).

Определим необходимую принудительную силу

$$F_0 = \frac{1,4 \cdot 889 - 2,8 \cdot (50,8 + 30,6)}{K_s} = \frac{1244,6 - 227,9}{7,36} = 138,1 \text{ кН.}$$

Коэффициент снижения бокового сопротивления определим как средневзвешенную величину, пользуясь приложением Д.3, для песков мелких водонасыщенных – $K_{si}=6,2 \cdot 1,5=9,3$; для суглинка при $I_L=0,14$; $K_{si}=1,4 + \frac{0,1 \cdot 0,04}{0,1} = 1,44$. Средневзвешенное значение

$$K_s = \frac{9,3 \cdot 5,5 + 1,44 \cdot 1,8}{5,5 + 1,8} = \frac{51,15 + 2,592}{7,3} = 7,36.$$

Принудительная сила вибропогружателя ВРП 15/60 $F_0=348$ кН $>138,1$ кН. Значит, по этому показателю вибропогружатель ВРП 15/60 подходит для погружения свай.

Проверим условие (23)

$$A_0 = \frac{0,7 \cdot 150}{5080 + 3060} = \frac{105}{8140} = 0,013\text{м} = 1,3\text{см} < 1,4\text{см}.$$

Таким образом, по этому показателю вибропогружатель ВРП 15/60 для погружения свай не подходит.

Назначен вибропогружатель ВРП 30/132.

Тогда

$$A_0 = \frac{0,7 \cdot 300}{7250 + 3060} = \frac{210}{10310} = 0,020\text{м} = 2\text{см} > 1,4\text{см}.$$

Принимаем для погружения свай вибропогружатель ВРП 30/132.

При вибропогружении свай или свай-оболочек продолжительность последнего залога равна 3 мин. В течение последней минуты в залоге замеряют потребляемую мощность вибропогружателя, скорость погружения свай с точностью до 1 см/мин и амплитуду колебаний свай с точностью до 0,1 см.

Таблица Д.1 – Характеристика сваебойных механизмов. Технические характеристики трубчатых дизель-молотов

| Показатель | Индекс молота (ГОСТ 7888-80) | | | | | |
|--|------------------------------|-------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|---------|
| | МД-1250 | МД-1800 | МД-2500 | МД-3500 | МД-5000 | МД-7500 |
| | Марка молотов | | | | | |
| С воздушным охлаждением | УР-1250 УРБ-1250 | С-859А УР-2-1800, УРБ-1800 | С-949Б | С-954Б | С-974Б | |
| С водяным охлаждением | С-995А (СА-75А) | С-996А (СП-76А) | С-1047 (СП-77А) | С-1048 (СП-78А) | С-54-1 (СП-79А) | СП-84 |
| Масса ударной части, т | 1,25 | 1,8 | 2,5 | 3,5 | 5,0 | 7,5 |
| Масса молота, т | 2,7 | 3,9 | 5,8 | 7,8 | 9,55 | 16,0 |
| Наибольшая потенциальная энергия удара E (кДж), при вертикальном расположении молота | 36,8 | 53 | 73,5 | 103 | 147 | 243 |
| Расчетная энергия удара E_{cb} , кДж | 30,4 | 44,1 | 61,8 | 86,3 | 123,5 | 184,3 |
| Высота молота, м | 4,4 | 4,4 | 5,2 | 5,5 | 6,5 | 6,2 |
| Полный ход ударной части, м | 3,0 | 3,0 | 3,2 | 3,2 | 3,2 | 2,8 |
| Число ударов в минуту | 43-55 | 43-55 | 43-55 | 43-55 | 42 | 42 |
| Ширина направления на копер, мм | 360 | 360 | 360/625 | 625 | 625 | 625 |
| Рекомендуемая масса забивных свай, т | 1,5-4 | 2-4 | 3-7 | 4 -10 | 5-15 | 8-22 |

Таблица Д.2 – Значение коэффициента k для различных материалов свай и шпунта

| Тип молота | Железобетон | Сталь | Дерево |
|--|-------------|-------|--------|
| Трубчатый дизель-молот и молоты двойного действия | 0,60 | 0,55 | 0,50 |
| Молоты одиночного действия и штанговые дизель-молоты | 0,50 | 0,40 | 0,35 |
| Подвесные молоты | 0,30 | 0,25 | 0,20 |

Примечание. При погружении свай любого типа с подмывом, стального шпунта, а также стальных труб с открытым нижним концом, приведенные в таблице значения коэффициентов нужно увеличить в 1,5 раза.

Таблица Д.3 – Значения коэффициентов K_s

| Коэффициенты K_s для грунтов | | | | | | | | |
|---|---------|---------|-----|-----|-----------|--------|-----|-----|
| песчаных влажных средней плотности | | | | | | | | |
| гравелистых | крупных | средних | | | пылеватых | мелких | | |
| 2,6 | 3,2 | 4,9 | | | 5,6 | 6,2 | | |
| глинистых с показателем текучести I_L | | | | | | | | |
| 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 |
| 1,3 | 1,4 | 1,5 | 1,7 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 3,3 | 3,6 |

Примечания. 1. Для водонасыщенных крупных песков значение K_s увеличивается в 1,2 раза, для средних песков – в 1,3 раза, для мелких и пылеватых – в 1,5 раза.

2. Для заиленных песков значение K_s снижается в 1,2 раза.

3. Для плотных песков значение K_s снижается в 1,2 раза, а для рыхлых – увеличивается в 1,1 раза.

4. Для промежуточных значений показателя текучести I_L глинистых грунтов значение K_s определяется интерполяцией.

5. При слоистом напластовании грунтов коэффициент определяется как средневзвешенный по глубине.

Таблица Д.4 – Нужные амплитуды колебаний A_0 системы «вибропогружатель-свая»

| Прорезаемые сваей грунты | Способ погружения свай | A_0 , см, при глубине погружение, м | |
|--|--|---------------------------------------|-----------|
| | | до 15 | больше 15 |
| Легкие: водонасыщенные пески и супеси, мягкопластичные и текучепластичные грунты | Без подмыва и выемки грунта из оболочек | 0,7 | 0,9 |
| Средние: влажные пески и супеси, пластические пылевато-глинистые грунты | Периодический подмыв и удаление грунта из оболочек | 1,0 | 1,2 |
| Тяжелые: твердые и полутвердые пылевато-глинистые грунты, пески гравелистые маловлажные | Подмыв с удалением грунты из оболочек | 1,4 | 1,6 |

Примечания. 1. При выборе типа вибропогружателя для заглубления полых свай и свай-оболочек с извлечением грунта с внутренней полости указанные величины A_0 снижаются в 1,2 раза.

2. При слоистом напластовании грунтов значение A_0 принимается для слоя тяжелого грунта из числа прорезаемых грунтов.

**Таблица Д.5 – Технические характеристики
низкочастотных вибропогружателей**

| Показатели | Вибропогружатели с регулируемыми параметрами | | | | Вибропогружатели с постоянными параметрами | |
|--|--|--------------|--------------|---------|--|-----------|
| | ВРП 15/60 | ВРП 30/132 | ВРП 70/200 | ВП-52Б | ВУ-16 | ВПМ-170 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Статический момент массы дебалансов, кг·м | 0-150 | 0-300 | 230-700 | 520 | 345,6 | 700 |
| Частота вращения (количество оборотов) дебалансов, об/мин | 0-460 | 0-520 | 0-500 | 250-500 | 300-499 | 475-550 |
| Рабочая частота вращения, мин ⁻¹ | 230-460 | 260-520 | 240-510 | 250-500 | 300-498 | 475-550 |
| Максимальная возмущающая сила, кН | 348 | 895 | 2000 | 1480 | 350-960 | 1250-1700 |
| Эквивалентная расчетная энергия удара вибропогружа-теля, кДж | 150 | 386 | 826 | 610 | 152-417 | 543-739 |
| Мощность основного электродвигателя при ПВ-100%,кВт | 60 | 132 | 200 | 2132 | 290 | 200 |
| Тип регулятора напряжения | РНТТ 160-330 | РНТТ 250-330 | РНТТ 600-330 | - | - | - |

Продолжение табл. Д.5

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Мощность электродвигателя для регулирования статического момента, кВт | 0,55 | 1,7 | 1,5 | - | - | - |
| Масса вибропогружателя без наголовника и пульта управления, т | 5,08 | 7,25 | 14 | 13,25 | 12 | 15,6 |
| Габариты, мм: высота длина ширина | 2044 1245 1114 | 2245 1440 1440 | 3250 1700 1346 | 1880 3200 2850 | 1910 3350 2620 | 3400 1860 1260 |
| Тип гидравлического наголовника | НГ-0,6 | НГ-0,8 | НГ-1,6 | НГ-3 | НГ-1,6 | НГ-1,6 |
| Давление в гидросистеме наголовника, МПа | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |

Литература

1. Земляные сооружения, основания и фундаменты: СНиП 3.02.01-87. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 128 с. - (Нормативный документ Госстроя СССР).
2. Кожушко В.П. Основи і фундаменти: [підручник в 2-х частинах. Ч.1] / В.П. Кожушко. – Харків: ХНАДУ, 2003. – 500 с.
3. Кожушко В.П. Основи і фундаменти: [підручник в 2-х частинах. Ч.2] / В.П. Кожушко. – Харків: ХНАДУ, 2003. – 492 с.
4. Лукин Н.П. Расчет фундаментов опор мостов [учебное пособие] / Н.П. Лукин, В.П. Кожушко, Ю.Ф. Кривоносов. - К.:КАДИ, 1984. – 86 с.
5. Об'єкти будівництва та промислової продукції будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків та споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009. - Вид. офіц. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с. - (Нормативний документ Мінбуду України).
6. Свайные фундаменты: СНиП 2.02.03-85. - Изд. офиц. – М.: ГУП ЦПП, 2001. – 48 с. - (Нормативный документ Госстроя СССР).
7. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006. - Вид. офіц. - К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 359 с. - (Нормативний документ Мінрегіонбуду України).
8. Споруди транспорту. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. - Вид. офіц. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 83 с. - (Нормативний документ Мінбуду України).
9. Кожушко В.П. Фундаменти глибокого закладення транспортних споруд (розділ «Пальові фундаменти») [конспект лекцій] / В.П. Кожушко. - Харків: ХНАДУ, 1996. – 130 с.
10. Кожушко В.П. Проектування пальових фундаментів транспортних споруд і будівель [навчальний посібник] / В.П. Кожушко. - Харків: ХДАДТУ, 2001. – 287 с.
11. Кожушко В.П. Фундаменти мілкового закладення транспортних споруд і будівель [конспект лекцій] / В.П. Кожушко. - Харків: ХАДІ, 1993. – 164 с.

12. Бобриков Б.В. Строительство мостов [учебник для вузов, 2-е издание, перер. и доп.] / Б.В. Бобриков, И.М. Русанов, А.А. Царьков; под ред. Б.В. Бобрикова. - М.: Транспорт, 1987. – 304 с.

13. Кручинин А.В. Машины, механизмы и оборудование для строительства мостов [справочник. Ч.1] / А.В. Кручинин, В.В. Васильев, Ю.Н. Переляев. - М.: НИИТС, 1993. – 152 с.

14. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов к СНиП 3.02.01-83. - М.: Стройиздат, 1986. – 567 с. - (НИИОСП им. Герсеванова).

Учебное издание

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к курсовой работе по дисциплине
«Основания и фундаменты» (раздел «Свайные фундаменты»)
для студентов дневной и заочной формы обучения

Составители: КОЖУШКО Виталий Петрович
КРАСНОВ Сергей Николаевич
БУГАЕВСКИЙ Сергей Александрович
БУГАЕВСКАЯ Юлия Владимировна

Ответственный за выпуск В.П. Кожушко

Редактор

Компьютерная верстка

Дизайн обложки

План 2012, поз.

Подписано в печать 2012 Формат 60×84 1/16. Бумага офсетная.

Гарнитура Times New Roman. Отпечатано на ризографе.

Ум. друк. арк.. Обл.-вид. арк..

Зам. № . Наклад прим. Цена договорная.

ИЗДАТЕЛЬСТВО

Харьковского национального автомобильно-дорожного университета

Издательство ХНАДУ, 61002 м. Харьков-МСП, ул. Петровського, 25.

Тел./факс: 10571700-38-72;707-37-03; e-mail: rio@khadi.kharkov.ua

Свидетельство Государственного комитета информационной политики, телевидения и радиовещания Украины о внесении субъекта издательского дела в Государственный реестр издателей, изготовителей и распространителей издательской продукции, серия ДК № 897 от 17.04.2002 г.