

## Содержание

Введение

1. Задание на курсовое проектирование

2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

2.1 Построение геологического разреза

2.2 Определение наименования грунтов, их состояния, величины условного расчетного сопротивления

2.3 Определение расчетных значений характеристик грунтов строительной площадки

2.4 Оценка геологического строения площадки

3. Разработка вариантов фундаментов и выбор типа основания

4. Замена слабых грунтов основания песчаной подушкой

4.1 Расчет фундамента на искусственном основании

4.2 Определение размеров подошвы фундамента мелкого заложения под колонну промышленного здания

4.3 Проектирование песчаной подушки

Библиографический список

## **Введение**

Снижение стоимости и обеспечение необходимой надежности сооружений являются одними из важнейших направлений в области капитального строительства. Затраты на устройство оснований и фундаментов иногда достигают 40% от общей стоимости сооружения, поэтому их удешевление дает вполне ощутимый эффект, выражающийся в миллионах рублей. Добиваться уменьшения таких затрат следует путем интенсификации производства, в т. ч. за счет максимальной индустриализации и автоматизации работ, не допуская при этом возведения ненадежных фундаментов, так как это может привести к обрушению зданий и сооружений.

Уменьшение стоимости и обеспечение необходимой надежности сооружений находятся в прямой зависимости от правильной оценки свойств горных пород, обоснованно выбранного типа основания, рационально запроектированных и качественно возведенных фундаментов.

Основание, фундамент и надземная конструкция неразрывно связаны между собой, взаимно влияют друг на друга и по существу должны рассматриваться как одна система. Деформация и устойчивость горных пород основания зависят от приложенной нагрузки, основных размеров и конструкций фундамента, а также от всего сооружения. В свою очередь, основные размеры, конструкция фундамента и конструктивная схема сооружения назначаются в зависимости от напластования горных пород, их сжимаемости и давления, которое они могут воспринять.

При проектировании оснований должны быть определены основные размеры (глубина заложения, размеры и форма подошвы) и при необходимости предварительно подобраны сечения фундаментов сооружения. Обычно основания, фундаменты, надземные конструкции проектируют отдельно. Последовательными расчетами устанавливают размеры и конструкции фундаментов, которые отвечают предъявляемым

требованиям. Проектирование фундаментов состоит из двух этапов. Первый включает в себя выбор конструкции и назначение основных размеров фундамента, определение интенсивности и характера распределения давления по его подошве, второй – расчет и конструирование фундамента сооружения. В соответствии с учебными программами материалы первого этапа проектирования освещаются в курсе оснований и фундаментов, а второго – в курсе строительных конструкций. Здесь рассматриваются только вопросы проектирования оснований и наиболее тесно связанный с ними первый этап проектирования фундаментов.

Проектирование оснований ведется по предельным состояниям. В данном курсовом проекте проводится расчет оснований по двум предельным состояниям.

Для фундамента мелкого заложения выполняется расчет по предельным состояниям второй группы по деформациям оснований вместе с фундаментом.

При расчете свайного фундамента выполняется расчет по деформациям:

- первой группы по прочности материала свай и свайных ростверков; по несущей способности грунта основания свай, коэффициент надежности по нагрузке приближенно принимается равным  $\gamma_f = 1,1 \dots 1,2$ ;

б) второй группы: по осадкам основания свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок.

## 1. Задание на курсовое проектирование

Тема: «Проектирование фундаментов промышленного здания»

Студент: Анисимов Д.В. Группа: ЗД-435

Район строительства г. Самара

Пролет 18 м, шаг колонн 6 м, длина здания 60 м.

Расчетная ось – Б, схема грунтовых условий – А, схема задания - За

Сечение колонн 800×400 мм

Усилия от нормативных нагрузок в верхнем обресе фундамента

$M=126$  кНм  $N=584$  кНм  $Q=9,1$  кНм

Шифр грунтовых условий:

- 1 слой – V(4)
- 2 слой – III(4)
- 3 слой – II(7)
- 4 слой – II(6)

Физико-механические характеристики грунтов

Показатели		Слой 1	Слой 2	Слой 3	Слой 4
$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>		18,6	19,6	20,3	19,0
$\gamma_S$ , кН/м <sup>3</sup>		27,5	26,6	26,6	26,5
$\gamma_{срых}$ , кН/м <sup>3</sup>		-	-	14,0	14,1
$\gamma_{спл}$ , кН/м <sup>3</sup>		-	-	18,3	17,7
W		0,3	0,2	0,22	0,29
WP		0,08	0,17	-	-
WL		0,36	0,21	-	-
с, МПа		0,012	0,003	-	-
$\varphi$ , град		11	17	38	34
E, МПа		3,24	5,63	14,0	12,6
Кф, м/сут.		$9,5 \times 10^{-7}$	$3,4 \times 10^{-4}$	34,8	32,3
Грансостав, %	>5 мм	-	-	8,2	-
	5...3 мм	-	-	6,1	-
	3...2 мм	-	-	5,3	-
	2...1 мм	-	-	15,8	45,4

	1...0,5 MM	-	-	15,1	32,5
	0,5...0,25 MM	-	-	9,2	19,3
	0,25...0,1 MM	-	-	7,9	2,8
	<0,1 MM	-	-	32,4	-

## **2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства**

### **2.1 Построение геологического разреза**

Построение геологического разреза производим в следующей последовательности:

1. Наносим оси скважин при известном расстоянии между ними. Горизонтальный масштаб принимаем равным  $M_{\Gamma}$  1:500.

2. На оси скважин наносим вертикальные абсолютные отметки поверхности грунта, подошвы каждого ИГЭ, уровня грунтовых вод, которые принимаем из задания по данным бурения скважин. Вертикальный масштаб принимаем равным  $M_{\text{В}}$  1:100.

3. Отметки соответствующие одинаковым слоям грунта соединяем прямыми линиями.

4. Из условия нулевого объема земляных работ на площадке строительства производим планировку участка и устанавливаем абсолютную планировочную отметку, которая наносится на геологический разрез. При этом учитывается, что в соответствии с природоохранными мероприятиями, до начала земляных работ плодородный растительный слой должен срезаться и вывозиться.

5. На геологический разрез наносим контуры здания с указанием расчетных цифровых осей.

### **2.2 Определение наименования грунтов, их состояния, величины условного расчетного сопротивления**

Для каждого пласта грунта по данным лабораторных испытаний определяется тип, вид, разновидность и условное расчетное сопротивление

по таблицам ГОСТ [1]. Рассмотрим грунты, залегающие на данной строительной площадке:

### **Образец грунта №1 (слой №2)**

Для определения типа грунта вычисляем число пластичности:

$$J_p = W_L - W_P$$

$$J_p = 0,36 - 0,08 = 0,28 \quad (1)$$

что находится в соответствии с [1] в пределах  $\triangleright 0,17$ .

Следовательно, исследуемый грунт – глина.

Разновидность грунта определяется по показателю текучести:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

$$J_L = \frac{0,3 - 0,08}{0,36 - 0,08} = \frac{0,22}{0,28} = 0,79 \quad (2)$$

что находится в соответствии с [1] в пределах  $0,75 < 0,833 \leq 1,0$ .

Следовательно, глина - текучепластичная.

Дополнительно вычисляем коэффициент пористости:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1$$

$$e = \frac{27,5}{18,6} (1 + 0,3) - 1 = 0,922 \quad (3)$$

В соответствии с таблицей 6 приложения 1 [2] при показателе текучести  $J_L = 0,79$  и коэффициенте пористости  $e = 0,922$  условное расчетное сопротивление  $R_0 = 202$  кПа.

Полное наименование исследуемого грунта: глина текучепластичная  
 $R_0 = 202 \text{ кПа}$

### Образец грунта №2 (слой №3)

Для определения типа грунта вычисляем число пластичности:

$$J_p = W_L - W_p$$

$$J_p = 0,21 - 0,17 = 0,04$$

что находится в соответствии с [1] в пределах  $0,01 \leq 0,04 \leq 0,07$ .

Следовательно, исследуемый грунт – супесь.

Разновидность грунта определяется по показателю текучести:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

$$J_L = \frac{0,2 - 0,17}{0,21 - 0,17} = \frac{0,03}{0,04} = 0,75$$

что находится в соответствии с [1] в пределах  $0 < 0,75 \leq 1,0$ .

Следовательно, супесь – пластичная.

Дополнительно вычисляем коэффициент пористости:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1$$

$$e = \frac{26,6}{19,6} (1 + 0,2) - 1 = 0,63$$

В соответствии с таблицей 6 приложения 1 [2] при показателе текучести  $J_L = 0,75$  и коэффициенте пористости  $e = 0,63$  условное расчетное сопротивление  $R_0 = 260 \text{ кПа}$ .

Полное наименование исследуемого грунта: супесь пластичная  
 $R_0 = 260$  кПа

### Образец грунта №3 (слой №4)

Тип песка определяется по гранулометрическому составу, приведенному в соответствующей строке исходных данных о свойствах грунтов. В исследуемом грунте вес частиц крупнее 0,5 мм составляет 50,5%, что больше 50%. Таким образом, данный песок – крупный.

Вид песка определяется по коэффициенту пористости:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1$$

$$e = \frac{26,6}{20,3} (1 + 0,22) - 1 = 0,599 \quad (4)$$

По ГОСТ [1] для песка крупного рассчитанное значение находится в пределах  $0,55 < 0,599 < 0,7$ . Следовательно, исследуемый песок – средней плотности.

Разновидность песка определяется по степени влажности, как

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$$

$$S_r = \frac{0,22 \cdot 26,6}{0,599 \cdot 10} = 0,98 \quad (5)$$

что в соответствии с ГОСТ [1] находится в интервале  $0,8 < 0,98 < 1,0$ , следовательно, песок насыщен водой. Условное расчетное сопротивление для песка крупного, средней плотности в соответствии с таблицей 5 при коэффициенте пористости  $e = 0,599$  [2]  $R_0 = 500$  кПа.

Полное наименование исследуемого грунта: песок крупный, средней плотности, насыщенный водой  $R_0 = 500$  кПа

### Образец грунта №4 (слой №5)

Тип песка определяется по гранулометрическому составу, приведенному в соответствующей строке исходных данных о свойствах грунтов. В исследуемом грунте вес частиц крупнее 0,5 мм составляет 77,9%, что больше 50%. Таким образом, данный песок – крупный.

Вид песка определяется по коэффициенту пористости:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1$$

$$e = \frac{26,5}{19,0} (1 + 0,29) - 1 = 0,799$$

По ГОСТ [1] для песка крупного рассчитанное значение  $e > 0,7$ . Следовательно, исследуемый песок – рыхлый.

Разновидность песка определяется по степени влажности, как

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$$

$$S_r = \frac{0,29 \cdot 26,5}{0,799 \cdot 10} = 0,96$$

что в соответствии с ГОСТ [1] находится в интервале  $0,8 < 0,96 < 1,0$ , следовательно, песок насыщен водой. Условное расчетное сопротивление для песка крупного, средней плотности в соответствии с таблицей 5 при коэффициенте пористости  $e = 0,799$  [2]  $R_0 = 0$  кПа.

Полное наименование исследуемого грунта: песок крупный, рыхлый, насыщенный водой  $R_0 = 0$  кПа.

## 2.3 Определение расчетных значений характеристик грунтов строительной площадки

Значения характеристик грунтов, приведенных в задании, являются нормативными, установленными путем статической обработки результатов лабораторных исследований, выполненных с двенадцатикратной повторностью. Согласно [3, формула (5.1)] все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных характеристик грунтов, определяемых как

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g} \quad (6)$$

Где:  $X$  – расчетная характеристика грунта

$X_n$  – нормативная характеристика грунта

$\gamma_g$  – коэффициент надежности по грунту

Для большинства характеристик грунтов допускается применять  $\gamma_g = 1$ , за исключением параметров прочности:  $\gamma, \phi, c$ . Для них  $\gamma_g$  устанавливается в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения вероятности  $\alpha$  [4]. Для них  $\gamma_g$  определяется по формуле:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta} \quad (7)$$

Где:  $\delta$  – показатель надежности, характеризующий область вокруг среднего значения, в пределах которого с заданной вероятностью  $\alpha$  находится «истинное» среднее значение

Показатель надежности  $\delta$  берется с таким знаком, чтобы при расчете оснований была бы обеспечена большая надежность. При вычислении

расчетных значений  $\phi$ ,  $c$  и  $\gamma$  в курсовом проекте значение  $\delta$  берется со знаком «минус». Значение его определяется по формуле:

Для  $\gamma$ :

$$\rho = t_{\alpha} \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (8)$$

Для  $\phi$  и  $c$ :

$$\rho = t_{\alpha} \cdot V \quad (9)$$

Где:  $V$  – коэффициент вариации (относительная изменчивость характеристики), определяемый по формуле (10)

$t_{\alpha}$  – коэффициент, определяемый в зависимости от заданной доверительной вероятности  $\alpha$  и числа определений, которое равно  $(n-1)$  при определении  $\gamma$  и  $(n-2)$  при определении  $\phi$ .

$$V = \frac{\sigma}{X_n} \quad (10)$$

Где:  $\sigma$  – среднее квадратичное отклонение

$n$  – число частных определений (количество опытных данных)

Доверительная вероятность расчетных значений характеристик грунтов  $\alpha=0,95$  для расчетов оснований по первой группе предельных состояний (по несущей способности) и для расчетов оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям)  $\alpha=0,85$ . Для прочих характеристик грунта допускается принимать  $\gamma_g=1$ .

В курсовом проекте число частных определений характеристик принимаем равным  $n=12$ . Коэффициент вариации  $V$  опытных значений

характеристик грунта условно задается равным  $V=0,08$ .

Тогда при расчете оснований по первой группе предельных состояний показатель надежности  $\delta$  при  $\alpha=0,95$  определяется следующим образом.

Для удельного веса грунта  $\gamma_1$ :

$$n-1=12-1=11$$

$$t_\alpha=1,8$$

$$\rho=1,8 \cdot \frac{0,08}{\sqrt{12}}=0,042$$

$$\gamma_g = \frac{1}{1-0,043}=1,045$$

Для показателей прочности грунта  $c_1, \phi_1$

$$n-2=12-2=10$$

$$t_\alpha=1,81$$

$$\rho=1,81 \cdot 0,08=0,145$$

$$\gamma_g = \frac{1}{1-0,145}=1,17$$

При расчете основания по второй группе предельных состояний, коэффициент надежности  $\alpha=0,85$  определяется следующим образом:

Для удельного веса грунта  $\gamma_{II}$ ,

$$n-1=12-1=11$$

$$t_\alpha=1,09$$

$$\rho=1,09 \cdot \frac{0,08}{\sqrt{11}}=0,026$$

$$\gamma_g = \frac{1}{1-0,026}=1,027$$

Для показателей прочности грунта  $c_{II}, \phi_{II}$ ,

$$n-2=12-2=10$$

$$t_\alpha=1,10$$

$$\rho=1,10 \cdot 0,08=0,088$$

$$\gamma_g = \frac{1}{1-0,088}=1,096$$

С учетом этого соответствующие значения нормативных и расчетных характеристик слоев определяется следующим образом:

Образец грунта 1

$$\gamma = 18,6 \text{ кН/м}^3$$

$$c = 12 \text{ кПа}$$

$$\phi = 11^\circ$$

$$\gamma_{II} = \frac{18,6}{1,027} = 18,13 \text{ кН/м}^3$$

$$c_{II} = \frac{12}{1,096} = 10,95 \text{ кПа}$$

$$\phi_{II} = \frac{11^\circ}{1,096} = 10,036^\circ$$

Образец грунта 2

$$\gamma = 19,6 \text{ кН/м}^3$$

$$c = 3 \text{ кПа}$$

$$\phi = 17^\circ$$

$$\gamma_{II} = \frac{19,6}{1,027} = 19,08 \text{ кН/м}^3$$

$$c_{II} = \frac{3}{1,096} = 15,5 \text{ кПа}$$

$$\phi_{II} = \frac{17^\circ}{1,096} = 15,5^\circ$$

Образец грунта 3

$$\gamma = 20,3 \text{ кН/м}^3$$

$$c = 0 \text{ кПа}$$

$$\phi = 38^\circ$$

$$\gamma_{II} = \frac{20,3}{1,027} = 19,8 \text{ кН/м}^3$$

$$\phi_{II} = \frac{38^\circ}{1,096} = 34,7^\circ$$

Образец грунта 4

$$\gamma = 19,0 \text{ кН/м}^3$$

$$c = 0 \text{ кПа}$$

$$\phi = 34^{\circ}$$

$$\gamma_{II} = \frac{19,0}{1,027} = 18,5 \text{ кН/м}^3$$

$$\phi_{II} = \frac{34^{\circ}}{1,096} = 31^{\circ}$$

## 2.4 Оценка геологического строения площадки

Из построенного геологического разреза следует, что грунты строительной площадки имеют слоистое напластование с согласным залеганием слоев близких к горизонтальным и выдержанных по мощности.

Напластование грунтов по оси – Б, проектируемого фундамента. С поверхности залегает растительный слой мощностью 0,2 м, абсолютная отметка кровли слоя 100 м, подошвы 99,8 м. Далее залегает слой глины текучепластичной мощностью 3 м, абсолютная отметка кровли слоя 99,8 м, подошвы 96,8 м. Ниже залегает слой супеси пластичной мощностью 2,4 м, абсолютная отметка кровли слоя 96,8 м, подошвы 94,4 м. Далее залегает слой песка крупного средней плотности насыщенного водой, мощностью 3,7 м, абсолютная отметка кровли слоя 94,4 м, подошвы 90,7 м. Далее залегает слой песка крупного, рыхлого насыщенного водой.

### 3. Разработка вариантов фундаментов и выбор типа основания

Рассматриваются следующие варианты решений: фундамент в открытом котловане на естественном основании (замена слабых грунтов основания песчаной подушкой); фундамент глубокого заложения (свайный фундамент).

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

1. первой группы по несущей способности грунта основания фундаментов (этот расчет в курсовом проекте не производится), по прочности фундаментов;

2. второй группы по деформациям (осадкам) по образованию и раскрытию трещин (этот расчет в курсовом проекте не производится) с коэффициентом  $\gamma_f = 1,0$ .

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

1. первой группы по прочности материала свай и свайных ростверков; по несущей способности грунта основания свай, по устойчивости грунтового массива со свайным фундаментом, коэффициентом надежности по нагрузке равным  $\gamma_f = 1,1 \dots 1,2$

2. второй группы по осадкам основания свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай (горизонтальным  $u_p$ , углам поворота головы свай  $\psi_p$ ) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов, по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов с коэффициентом  $\gamma_f = 1,0$ , [2].

#### 4. Замена слабых грунтов основания песчаной подушкой

В случае если основание сложено слабыми грунтами, имеющими недостаточно высокую прочность, экономически целесообразно искусственно улучшить их свойства.

Применение песчаных подушек позволяет: уменьшить глубину заложения фундамента, в этом случае подушка воспринимает нагрузку от фундамента и передает ее на более прочный, чем заменяемый нижележащий слой; уменьшить давление на слабый грунт основания путем распределения нагрузки от сооружения на большую площадь. Кроме этого подушка препятствует выпиранию грунта из-под подошвы фундамента и уплотняет основание своим весом до возведения сооружения, благодаря чему уменьшается осадка.

В соответствии с нормами проектирования «...плотность грунтов в подушках назначается в зависимости от вида применяемых грунтов и должна быть не менее 0,95 максимальной плотности, получаемой опытным уплотнением грунтов с оптимальной влажностью в полевых и лабораторных условиях. При отсутствии результатов опытного уплотнения допускается плотность грунтов в сухом состоянии принимать для подушек из однородных крупных и средних песков – 1,60 т/м<sup>3</sup>, неоднородных крупных и средних песков – 1,65 т/м<sup>3</sup>».

В курсовом проекте в качестве материала песчаной подушки используется песок крупный, средней плотности, угол  $\alpha$  принимается равным 50°.

Песчаные подушки устраиваются следующим образом: слабые грунты основания выбираются на некоторую проектную глубину и заменяются песком крупным, укладываемым слоями толщиной 15–20 см, каждый слой проливается водой для достижения оптимальной влажности и уплотняется.

#### 4.1 Расчет фундамента на искусственном основании

В соответствии с геологическим разрезом, построенным в приложении, глубина заложения подошвы фундамента мелкого заложения, определяется по указаниям п. 12.2 [3] составляет  $d_f=1,5$  м. При этом основанием фундамента является слой глины текучепластичной с условным расчетным сопротивлением  $R_0=202$  кПа. В таких условиях целесообразно рассмотреть вариант устройства фундамента с заменой слабого грунта (супеси пластичной) песчаной подушкой. В качестве материала песчаной подушки принимается песок крупный средней плотности с  $R_0=300$  кПа.

Глубина заложения подошвы фундамента в этом случае назначается, исходя из конструктивных требований, и принимается равной  $d_k=d_1=1,2$  м.

#### 4.2 Определение размеров подошвы фундамента мелкого заложения под колонну промышленного здания

Определение оптимальных размеров подошвы отдельных внецентренно нагруженных фундаментов под колонны производится методом последовательных приближений в следующем порядке:

а) Определение требуемой площади подошвы фундамента как центрально нагруженного:

$$A = \frac{N^p}{R_0 - \gamma_m \cdot d_f} \quad (11)$$

Где:  $R_0$  – ориентировочное значение расчетного сопротивления грунта основания в уровне подошвы фундамента ( $R_0=300$  кПа);

$d_f$  – глубина заложения подошвы фундамента ( $d_f=1,5$  м)

$\gamma_m$  – осредненное значение удельного веса фундамента и грунта на его ступенях  $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$

$N^p$  – расчетное значение вертикального усилия на обреза фундамента, которое определяется при коэффициенте надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$  и определяемое по формуле 12:

$$N^p = N \cdot \gamma_f$$

$$N^p = N \cdot \gamma_f = 584 \cdot 1 = 584 \text{ кН} \quad (12)$$

Тогда

$$A = \frac{584}{300 - 20 \cdot 1,5} = 2,16 \text{ м}^2$$

б) Определяются размеры подошвы фундамента в плане, как имеющего квадратную форму  $b = \sqrt{A} = \sqrt{2,16} = 1,47 \text{ м}$  Принимаем  $b = 1,5 \text{ м}$

в) Вычисляется эксцентриситет равнодействующей вертикальной нагрузки относительно центра подошвы фундамента:

$$e_x = \frac{M_x}{N} \quad (13)$$

Где:  $M_x$  – расчетное значение суммарного изгибающего момента, передаваемое фундаментом на основание в уровне подошвы, определяемое по формуле 14

$$M_x = M^p + Q^p \cdot d_1 \quad (14)$$

Где:  $M^p; Q^p$  – соответственно расчетные значения изгибающего момента и поперечного усилия в основном сочетании при  $\gamma_f = 1$

$$M^p = 1 \cdot 126 = 126 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q^p = 1 \cdot 9,1 = 9,1 \text{ кН}$$

$$M_x = 126 + 9,1 \cdot 1,2 = 136,9 \text{ кН} / \text{м}$$

$N$  – расчетное значение вертикальной нагрузки на основание, включая вес конструкций фундамента, грунта на его ступенях, определяемое по формуле 15

$$N = N^p + G$$

$$N^p = 584 \text{ кН} \quad (15)$$

$G$  – расчетное значение вертикального усилия от веса конструкций фундамента и грунта на его ступенях, ориентировочно при  $\gamma_f = 1$ , определяемое по формуле 16

$$G = \gamma_f \cdot b^2 \cdot \gamma_m \cdot d_f$$

$$G = 1 \cdot 1,5^2 \cdot 20 \cdot 1,5 = 32,25 \text{ кН}$$

$$N = 584 + 32,25 = 616,3 \text{ кН}$$

$$e_x = \frac{136,9}{616,3} = 0,22 \text{ м} \quad (16)$$

Поскольку  $e_x = 0,22 \text{ м} > 0,033 \cdot b = 0,033 \cdot 1,5 = 0,05 \text{ м}$ , принимается прямоугольная в плане подошва фундамента, для чего увеличивается ее размер в плоскости действия изгибающего момента. Для этого вычисляется коэффициент увеличения

$$K_0 = \frac{N + \sqrt{N^2 + 24 \cdot M_x \left( 0,4 \cdot b \cdot d_1 + 1,2 \cdot \frac{N}{b} \right)}}{0,8 \left( b^2 \cdot d_1 + 3 \cdot N \right)} \quad (17)$$

$$K_0 = \frac{616,3 + \sqrt{616,3^2 + 24 \cdot 136,9 \left( 0,4 \cdot 1,5 \cdot 1,2 + 1,2 \cdot \frac{616,3}{1,5} \right)}}{0,8(1,5^2 \cdot 1,2 + 3 \cdot 616,3)} = 1,37$$

С учетом вычисленного значения  $K_0$  длина подошвы внецентренно нагруженного фундамента под колонну определяется как

$$l = K_0 \cdot b$$

$$l = 1,37 \cdot 1,5 = 2,06 \text{ м} \approx 2,1 \text{ м} \quad (18)$$

Принимаем монолитные столбчатый фундамент с размерами подошвы:

$$l = 2,1 \text{ м}; \quad b = 1,5 \text{ м}$$

г) Вычисляем напряжения под подошвой фундамента:

$$A = l \cdot b \quad (19)$$

$$A = 2,1 \cdot 1,5 = 3,15 \text{ м}^2$$

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N}{A} \cdot \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{l} \right) \quad (20)$$

Где:  $A$  – площадь подошвы фундамента, м<sup>2</sup>;

$M_x = 136,9 \text{ кН}$  – расчетное значение суммарного изгибающего момента, передаваемое фундаментом на основание в уровне подошвы, определяемое по формуле 14

$N$  – расчетное значение вертикальной нагрузки на основание, включая вес фундамента и грунта на его ступенях, кН

$$N = 584 \cdot 1 + 1 \cdot 2,1 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 20 = 678,5 \text{ кН}$$

$e^x$  – эксцентриситет равнодействующей вертикальной нагрузки относительно центра подошвы фундамента, определяемый по формуле 13, м

$$e_x = \frac{136,9}{678,5} = 0,2 \text{ м}$$

что меньше

$$\frac{l}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35 \text{ м}$$

Тогда

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{678,5}{3,15} \cdot \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,2}{2,1} \right)$$

$$p_{\max} = 350,8 \text{ кПа}$$

$$p_{\min} = 79,7 \text{ кПа}$$

Среднее давление под подошвой фундамента определяется по формуле 21:

$$p_0 = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2}$$

$$p_0 = \frac{350,8 + 79,7}{2} = 215,3 \text{ кПа} \quad (21)$$

При правильном экономическом подборе размеров подошвы фундамента должны выполняться условия:

1.  $p_{\max} \leq 1,2R$ , т.е. максимальное давление под краями подошвы внецентренно нагруженного фундамента  $p_{\max} \leq 1,2R$ , согласно [3], должно быть меньше или равно  $1,2R$  (до 10%):  $350,8 \text{ кПа} \leq 1,2 \cdot 300 = 360 \text{ кПа}$  - условие выполняется;

2.  $p_{\min} > 0$ , для минимального давления ограничение не введено, но оно должно быть больше 0, т.е. не должно быть отрыва части подошвы фундамента от грунта в результате появления растягивающих напряжений, когда  $p_{\min}$  со знаком «минус»,  $79,7 \text{ кПа} > 0$  условие выполняется;

3.  $p_0 < R$  т.е. среднее давление под подошвой фундамента должно быть меньше расчетного сопротивления грунта основания.

$215,3 \text{ кПа} < 300 \text{ кПа}$  условие выполняется.

$$4. \frac{P_{\min}}{P_{\max}} = \frac{79,7}{350,8} = 0,227 > 0,25 \quad - \text{условие выполняется.}$$

Недонапряжение по максимальному краевому давлению составляет:

$$\frac{360 - 350,8}{360} \cdot 100\% = 2,6\% < 10\%$$

Следовательно, фундамент запроектирован экономично

Расчет конструкции фундамента

$$h_b \geq H + 0,5(l_{cf} - h_c)$$

$$550 \leq 300 + 0,5(1500 - 800) = 650$$

Расчет тела фундамента на продавливание проводится от дна стакана.

Производится расчет фундамента на продавливание, исходя из условия:

$$N \leq R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{ob}$$

Где:  $R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельного состояния I группы, кПа, принимаемое с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{b2} = 1,1$ ,  $R_{bt} = 750 \text{ кПа}$

$b_m$  - среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, определяется по формуле 22:

$$b_m = b_h + h_{ob} \quad (22)$$

$b_h$  - меньший размер дна стакана определяется по формуле 23

$$b_h = b_c + 2 \cdot 0,05$$



$$b_h = 0,4 + 2 \cdot 0,05 = 0,4 + 0,1 = 0,5 \text{ м} \quad (23)$$

$h_{ob}$  – расстояние от нижней части стакана до середины рабочей арматуры подошвы фундамента, определяется по формуле 24

$$h_{ob} = h_b - 0,05$$

$$h_{ob} = 0,55 - 0,05 = 0,5 \text{ м} \quad (24)$$

Тогда:

$$b_m = 0,5 + 0,5 = 1 \text{ м}$$

$N$  – расчетное значение продавливающей силы, определяется по формуле 25

$$N = A_{f0} \cdot p_{\max} \quad (25)$$

$A_{f0}$  – часть площади основания фундамента, ограниченная нижним основанием в рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением соответствующих ребер, по формуле 26

$$A_{f0} = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_h - 2h_{ob}) - 0,25 \cdot (b - b_h - 2h_{ob})^2 \quad (26)$$

$b, l$  – ширина и длина прямоугольной в плане подошвы фундамента

$b_h, l_h$  – меньший и больший размер дна стакана

$$A_{f0} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot (2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,5) - 0,25 \cdot (1,5 - 0,5 - 2 \cdot 0,5)^2 = 0,15 \text{ м}^2$$

$$N = 0,15 \cdot 350,8 = 52,6 \text{ кН}$$

$$N = 52,6 \text{ кН} \leq 1,1 \cdot 750 \cdot 1 \cdot 0,5 = 412,5 \text{ кН}$$

Условие выполняется. Продавливания тела фундамента не произойдет.

### 4.3 Проектирование песчаной подушки

Задаемся ориентировочной толщиной подушки  $h_n = 1,9 \text{ м}$ .

Определяем природное давление грунта на уровне подошвы фундамента (точка 0)

$$\sigma_{zg_0} = \gamma_{II1} \cdot h_1 + \gamma_{II2} \cdot h_2 \quad (27)$$

Где:  $\gamma_{II1}; h_1$  – соответственно удельный вес и мощность растительного слоя  $\gamma_{II1} = 16 \text{ кН/м}^3; h_1 = 0,2 \text{ м}$

$\gamma_{II2}; h_2$  – соответственно удельный вес и мощность слоя суглинка текучепластичного, залегающего выше отметки подошвы фундамента

$$\gamma_{II2} = 18,13 \text{ кН/м}^3; h_2 = 1,5 \text{ м}$$

$$\sigma_{zg_0} = 16 \cdot 0,2 + 18,13 \cdot 1,5 = 30,4 \text{ кПа}$$

Дополнительное (осадочное) давление под подошвой фундамента определяется как:

$$p_0 = \sigma_{zp} = p_0 - \sigma_{zg_0}$$

$$p_0 = \sigma_{zp} = 215,3 - 30,4 = 184,9 \text{ кПа} \quad (28)$$

Вычисляется природное давление грунта на кровлю подстилающего песчаную подушку слоя, т.е. на 1,9 м ниже подошвы фундамента.

$$\sigma_{zg_1} = \sigma_{zg_0} + \gamma_{II} \cdot h_{II}$$

$$\sigma_{zg_1} = 30,4 + 18,13 \cdot 1,5 + 0,4 \cdot 19,08 = 65,2 \text{ кПа} \quad (29)$$

По [3, табл. 5.6] при  $\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,9}{1,5} = 2,53$  и  $\eta = \frac{l}{b} = \frac{2,1}{1,5} = 1,4$  значение коэффициента рассеивания  $\alpha$  определяется двойной интерполяцией и

составляет  $\alpha=0,304$ . Тогда осадочное давление на кровлю подстилающего песчаную подушку слоя супеси пластичной составляет:

$$\sigma_{zp1} = \alpha \cdot p_0$$

$$\sigma_{zp1} = 0,304 \cdot 184,9 = 56,2 \text{ кПа} \quad (30)$$

Полное давление на кровлю подстилающего слоя от природного и осадочного давления составляет

$$\sigma_z = \sigma_{zp1} + \sigma_{zg1}$$

$$\sigma_z = 56,2 + 65,2 = 121,4 \text{ кПа} \quad (31)$$

Площадь подошвы условного фундамента определяется как

$$A_n = \frac{N}{\sigma_{zp1}} \quad (32)$$

Где:  $N = N_p + G$

$$N = 584 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2,1 \cdot 1,5 \cdot 20 = 678,5 \text{ кН}$$

$$A_n = \frac{678,5}{56,2} = 12,1 \text{ м}^2 \quad (33)$$

Размеры подошвы песчаной подушки в плане рассчитываются как

$$b_n = \sqrt{A_n + a^2} - a, \quad (34)$$

$$l_n = \frac{A_n}{b_n} \quad (35)$$

Где:  $a = \frac{l-b}{2} \quad (36)$

$$a = \frac{2,1 - 1,5}{2} = 0,3 \text{ м}$$

$$b_n = \sqrt{12,1 + 0,3^2} - 0,3 = 3,2 \text{ м}$$

$$l_n = \frac{12,1}{3,2} = 3,8 \text{ м}$$

Расчетное сопротивление грунта основания, подстилающего песчаную подушку, определяется по формуле (37) [3]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot K_Z \cdot b_n \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}^{\dot{c}} + M_c \cdot c_{II}] \quad (37)$$

Где:  $\gamma_{c1} = 1,25$ ;  $k = 1,0$ ;  $\gamma_{c2} = 1,0$ ;  $K_Z = 1,0$

$M_\gamma$   $M_c$   $M_q$  – коэффициенты, принимаемые по [3, п. 5.5.8, табл. 5.3] в зависимости от угла внутреннего трения грунта основания условного фундамента, поскольку таковым является слой песка крупного:

$$\phi = 15,5^\circ; M_\gamma = 0,34; M_c = 4,91; M_q = 2,37; b_n = 3,2 \text{ м}$$

$\gamma_{II}$  – расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы условного фундамента,  $\text{кН/м}^3$ ,  $\gamma_{II} = 19,08 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;  $c_{II} = 2,74 \text{ кПа}$

$\gamma_{II}^{\dot{c}}$  – среднее значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента, определяемое как:

$$\gamma_{II}^{\dot{c}} = \sum_{i=1}^n \gamma_{IIIi} \cdot \frac{h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}; \quad (38)$$

$\gamma_{IIIi}$ ;  $h_i$  – соответственно расчетное значение удельного веса и толщины каждого слоя грунта по высоте ( $h_p + d_1$ ) условного фундамента,  $\text{кН/м}^3$ , м.

$$\gamma_{II}^{\dot{c}} = \frac{18,13 \cdot 1,5 + 18,13 \cdot 1,5 + 19,08 \cdot 0,4}{1,5 + 1,5 + 0,4} = 18,2 \text{ кН/м}^3$$

Тогда:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot [0,34 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 19,08 + 2,37 \cdot 3,4 \cdot 18,2 + 4,91 \cdot 2,74] = 226,1 \text{ кПа}$$

Проверяется выполнение условия

$$\sigma_z = 121,4 \text{ кПа} < R = 226,1 \text{ кПа}$$

Условие выполняется, вычисляем недонапряжение

$$\frac{226,1 - 121,4}{226,1} \cdot 100\% = 46,3\%$$

Уменьшаем размеры подошвы песчаной подушки, принимаем минимально допустимые величины.

$$b_n = b + 2 \cdot 0,4 = 2,3 \text{ м}$$

$$l_n = l + 2 \cdot 0,4 = 2,1 + 0,8 = 2,9 \text{ м}$$

Тогда

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot [0,34 \cdot 1 \cdot 2,3 \cdot 19,08 + 2,37 \cdot 3,4 \cdot 18,2 + 4,91 \cdot 2,74] = 218,8 \text{ кПа}$$

$121,4 \text{ кПа} \leq 218,8 \text{ кПа}$  – условие выполняется.

Окончательно размеры песчаной подушки принимаются равными  $b_n = 2,3 \text{ м}; l_n = 2,9 \text{ м}$ .

## Библиографический список

1. ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация – М. Минстрой РФ, 1996.
2. Проектирование фундаментов промышленного здания: Учебное пособие / Под ред. Миловидова В.И., Берсенева М.А., Орлова Н.И. – Челябинск, изд. ЮУрГУ, 2007 – 68 с.
3. СП 50-101-2004 Свод правил по проектированию и строительству. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений – М. Госстрой России, 1994.
4. ГОСТ 20522-96 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний – М. Минстрой РФ, 1996.
5. СП 52-101-2003 Свод правил по проектированию и строительству. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры – М. Госстрой РФ, 2003.
6. ГОСТ 19804-91 Сваи железобетонные. Технические условия – М. Госстрой СССР, 1991.
7. ГОСТ 28737-90 Балки фундаментные железобетонные для стен зданий промышленных и сельскохозяйственных предприятий. Технические условия – М. Госстрой СССР, 1990.
8. СНиП 2.02.01-83\* Нормы проектирования. Основания зданий и сооружений – М. Госстрой России, 1995.