**КУРСОВОЙ ПРОЕКТ**

На тему:

**«**Проектирование фундаментов сборочного цеха**»**

Брест - 2008

**Введение**

Основания и фундаменты зданий и сооружений служат для восприятия нагрузок от строительных конструкций, технологического оборудования и нагрузок на полы.

Проектирование оснований и фундаментов выполняется в соответствии с СНБ 5.01.01-99 “Основания и фундаменты зданий и сооружений”. При проектировании оснований и фундаментов необходимо учитывать следующие положения:

- обеспечение прочности и эксплуатационных требований зданий и сооружений (общие и неравномерные деформации сооружения не должны превышать допустимые);

- максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунтов;

- максимальное использование прочности материала фундаментов;

- достижение минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости.

Выбор типа оснований или конструктивных решений фундаментов выполняется на основании технико-экономических показателей, получаемых с помощью вариантного проектирования.

Выбор основания производится в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства, конструктивных особенностей проектируемого здания и сооружения, возможностей местных строительных организаций. Грунты основания должны обеспечивать надежную работу конструкций зданий и сооружений при минимальных объёмах строительных работ по устройству фундаментов и сроках их выполнения. Деформации и устойчивость грунтов основания зависят от особенностей приложения нагрузки, от размеров и конструкции фундамента и всего сооружения. В свою очередь, основные размеры, конструкция фундамента и конструктивная схема сооружения назначаются в зависимости от геологического строения строительной площадки, сжимаемости слагающих её грунтов, а также от давлений, которые грунты могут воспринять.

В качестве основания не рекомендуется использовать илы, торф, рыхлый песчаный и текучепластичный глинистый грунт.

При свайных фундаментах грунты основания должны позволять максимально использовать прочность материалов свай при минимальном их сечении, длине и заглублении подошвы ростверка.

При выборе основания зданий и сооружений необходимо учитывать специальные работы: планировочные работы, водопонижение и т.д. Выполнение этих работ требует дополнительного времени и затрат и может влиять на выбор конструкций.

Принятые конструкции фундаментов должны быть технологичны в строительном производстве

В строительном деле решения механики грунтов используются для проектирования сооружений в промышленном и гражданском строительстве, гидротехническом, железнодорожном и автодорожном строительстве и т.д.

**1. Исходные данные**

Таблица 1а. Физические характеристики грунтов

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Мощность слоёв по скважинам, м | Расстояние от поверхности до УГВ, м | Гранулометрический состав,% | Плотность частиц ρS, г/см3 | Плотность грунта ρ, г/см3 | Влажность,% | Пределы пластичности |
| Размеры частиц в мм |
| >2мм | 2-0.5мм | 0.5-0.25мм | 0.25-0.1мм | <0.1мм |
| раскаты- вания Wр,%  | текучести WL,% |
| СКВ.1 | СКВ. 2 | СКВ. 3 | СКВ. 1 | СКВ.2 | СКВ. 3 |
| 2.5 | 2.0 | 1.5 | 2.6 | 2.0 | 1.9 | - | 6.0 | 6.0 | 18.0 | 70.0 | 2.71 | 1.82 | 45.0 | 28.0 | 46.0 |
| 2.5 | 3.0 | 5.0 | 4.0 | 12.0 | 18.0 | 26.0 | 40.0 | 2.66 | 1.94 | 23.0 | - | - |
| - | - | - | 0.5 | 19.5 | 27.0 | 18.0 | 35.0 | 2.65 | 1.96 | 24.5 | - | - |

Таблица 1б. Данные о мощности геологических слоев

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Абсолютные отметки устья скважин, м | № слоя | Мощность слоев, м по скважинам | Расстояние от поверхности до уровня подземных вод, м |
| скв.1 | скв.2 | скв.3 | скв.1 | скв.2 | скв.3 | скв.1 | скв.2 | скв.3 |
| 136.5 | 136.7 | 136.5 | 1 | 2.5 | 2.0 | 1.5 | 2.6 | 2.0 | 1.9 |
| 2 | 2.5 | 3.0 | 5.0 |
| 3 |  |  |  |

Сборочный цех

Здание каркасного типа. Основной несущей конструкцией здания является однопролетная рама с шарнирно закрепленным ригелем, пролетом 24 м. Железобетонные стойки каркаса размером 60\*40 см в нижней части защемлены в фундаменте. К основному зданию примыкает вспомогательный корпус, выполненный по конструктивной схеме с неполным каркасом. Несущие наружные стены выполнены из красного кирпича толщиной 51 см. Удельный вес кладки 18 кН/м3. Продольный каркас выполнен из ригелей размером 30\*30 см.

**2. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки**

Скважина №1 (абсолютная отметка устья скважины – 136.5 м, глубина отбора образца 1,3 м).

Показатель пластичности

фундамент показатель геологический площадка

Jр=wL-wp

Jр=46-28=18%

По табл.4 [2] при Jр=18%>17% грунт - глина.

Показатель текучести

JL= (W -WP) / (WL –WP),

JL= (45.0-28.0) / (46.0-28.0) =0.94

По табл. 7[2] при 0.75<JL=0.94≤1.0 глина текучепластичная.

Плотность грунта в сухомсостоянии

ρd=ρ/(1+0.01W),

ρd=1.82 / (1+0.01\*45.0) = 1.26 г/см3

Коэффициент пористости е =ρs/ρd-1,

е =2.71 /1.26– 1 = 1.15

Степень влажности

S r=0.01\*W\*ρs/е\*ρw,

S r=0.01 \* 45.0\* 2.71 / 1.15\*1.0 = 1.06

По табл.9 [2] нормативное значение модуля деформации при е=1.15 для глины текучепластичной (JL=0.94) Е=не определены; по табл. 11 [2] нормативные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения при е=1.15 для глины текучепластичной (JL=0.94) с, ϕ не определены; по табл. 12 [2] расчётное сопротивление при е=1.15 для глины текучепластичной (JL=0.94) не нормируется.

**Скважина №2 (**абсолютная отметка устья скважины – 136.7 м, глубина отбора образца 4.0 м).

Т.к. показатель раскатывания и показатель текучести не определены, следовательно, грунт песчаный. Исходя из гранулометрического состава (содержание частиц >2 мм – 4%, >0,5 мм – 16%, >0.25 мм – 34%, >0.1 мм – 60%, <0.1 мм – 100.0%) частиц с размером >0.1 мм содержится 60%, что меньше 75%, т.е. по таблице 3[2] данный грунт – песок пылеватый.

Плотность грунта в сухом состоянии, ρd=1.94/(1+0.01\*23.0)=1.58 г/см3

Коэффициент пористости грунта, е =2,66/1,58-1=0.68 по табл. 5 [2] при 0.6≤е=0.68≤0.8 песок средней плотности.

Степень влажности S r=0.01\*23,0\*2.66/0.68\*1.00=0,9

По табл. 6 [2] при 0,8<S r=0.9≤1.0 песок насыщенный водой.

По табл. 8 [2] нормативное значение модуля деформации при е=0.68 для песка пылеватого Е=15.9 МПа; по табл. 10 [2] нормативные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения при е=0.68 для песка пылеватого с=3.4 кПа, ϕ=28.8°; по табл. 12 [2] расчётное сопротивление для песка пылеватого средней плотности насыщенного водой R=100 кПа.

**Скважина №3** (абсолютная отметка устья скважины – 136.5 м, глубина отбора образца 7.0 м).

Т.к. показатель раскатывания и показатель текучести не определены, следовательно, грунт песчаный. Исходя из гранулометрического состава (содержание частиц >2 мм – 0.5%, >0,5 мм – 20%, >0.25 мм – 47%, >0.1 мм –65%, <0.1 мм – 100.0%) частиц с размером >0.1 мм содержится 65%, что меньше 75%, т.е. по таблице 3[2] данный грунт – песок пылеватый.

Плотность грунта в сухом состоянии,

ρd=1.96/(1+0.01\*24.5)=1.57 г/см3

Коэффициент пористости грунта, е =2,65/1,57-1=0.69 по табл. 5 [2] при 0.6≤е=0.68≤0.8 песок средней плотности.

Степень влажности S r=0.01\*24.5\*2.65/0.69\*1.00=0,94

По табл. 6 [2] при 0,8<S r=0.94≤1.0 песок насыщенный водой.

По табл. 8 [2] нормативное значение модуля деформации при е=0.69 для песка пылеватого Е=15.2 МПа; по табл. 10 [2] нормативные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения при е=0.69 для песка пылеватого с=3.2 кПа, ϕ=28.4°; по табл. 12 [2] расчётное сопротивление для песка пылеватого средней плотности насыщенного водой R=100 кПа.

Таблица 2 Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование грунта | ρs т/м3 | ρ, т/м3 | ρd, т/м3 | W,% | Wp,% | WL,% | Jp,% | JL | е | Sr | Еn, МПа | сn, кПа |
| γs, кН/м3 | γ, кН/м3 | γd, кН/м3 |
| 2 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
| Глина текуче-пластичная | 2.7127.1 | 1.8218.2 | 1.2612.6 | 45.0 | 28.0 | 46.0 | 18 | 0.94 | 1.15 | 1.06 | - | - |
| Песок пылеватый средней плотности насыщенный водой | 2.6626.6 | 1.9419.4 | 1.5815.8 | 23.0 | - | - | - | - | 0.68 | 0.9 | 15.9 | 3.4 |
| Песок пылеватый средней плотности насыщенный водой | 2.6526.5 | 1.9619.6 | 1.5715.7 | 24.5 | - | - | - | - | 0.69 | 0.94 | 15.2 | 3.2 |

Согласно инженерно-геологического разреза строительная площадка имеет абсолютные отметки 136,5-136.7 м. Грунты имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием грунтов. Первый слой – глина текучепластичная с отсутствием физико-механических свойств - не может служить в качестве основания фундаментов. Второй слой – песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой – может служить в качестве основания фундаментов мелкого заложения. Третий слой – песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой – может служить в качестве оснований свайных фундаментов.

Скважины расположены друг от друга на расстоянии 30 м и 41,7 м.

Принимаем планировочную отметку земли исходя из равенства объемов выемки и насыпки 136.6 м.

**3. Вариантное проектирование**

Согласно задания по курсовому проектированию рассматриваем два варианта фундаментов:

-фундаменты на естественном основании;

-фундаменты свайные.

В качестве расчётного принимаем сечение 7-7 с максимальной нагрузкой:

Nn=1115 кН; Mn=64 кНм, Qn=23 кН

Расчет по скважине №3.

**3.1 Расчёт фундамента мелкого заложения на естественном основании**

Основания рассчитывают по двум группам предельным состояний:

1) по несущей способности;

2) по деформациям.

Расчёт по первому предельному производится для обеспечения несущей способности и ограничения развития чрезмерных пластических деформаций грунта основания с учётом возможных неблагоприятных воздействий и условий их работы в период строительства и эксплуатации сооружений; по второму предельному состоянию – для ограничения абсолютных или относительных перемещений конструкций и оснований такими пределами, при которых обеспечивается нормальная эксплуатация сооружения.

**3.1.1 Определение глубины заложения**

Определяем расчётную глубину промерзания

df1=df\*kh,

где df – нормативная глубина промерзания (по рис.III.1 [1]для г. Воронеж df=1,3\*0. 23/0.23=1.1 м), где отношение 0.23/0.23 принято для глины; kh – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения (по табл. 5.3[8] при t=10°С в здании без подвала с полами по грунту коэффициент kh=0.7).

df1=1.1\*0.7=0.77 м

Инженерно-геологические условия определяют слой грунта, на который можно опереть фундамент.

d3=hненес.+0.2 =1.9+0.2=2,1 м,

где hненес. – мощность ненесущего слоя грунта, м

Принимаем верхний обрез фундамента на отметке -0.500 м, учитывая высоту фундаментной балки 0,45 м, устанавливаемой на подколонник (см. рис. 3.2.1). Минимальная высота фундамента: с учётом глубины заделки колонны сечением 0.4х0.6 м в стакан (0.6 м), возможности рихтовки (0.05 м) её, минимальной высоты ступени 0.3 м. Н=0.6+0.05+0.3=0.95 м

Принимаем расчётную глубину заложения фундамента 1,85 м, что больше 0.77 м. Нф=1.5 м.

**3.1.2 Определение размеров подошвы фундамента**

Определяем площадь подошвы фундамента в плане по формуле

А=Nn/(R0-γср\*dр),

где Nn – расчётная нагрузка по обрезу фундамента, кН;

R0 – расчётное сопротивление грунта основания, кПа;

γср – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах (принимаем γср=20 кН/м3);

dр – глубина заложения фундамента, м.

А= 17.7 м2

Ширина квадратного фундамента определяется по формуле b=√A=√17.7=4.2 м

Определяем расчётное сопротивление грунта

R=(γc1γc2 /k)\*(Mγ\*kz\*b\*γ||+Mq\*dp\*γ||‘+(Mq-1)\*dn\*γ||‘+Mc\*c||),

При вычислении R значения характеристик ϕ||, γ||,с|| и коэффициентов γc1, γc2 принимаем для слоя грунта, находящегося под подошвой фундамента до глубины zr=0.5b=0.5\*4.2=2.1м.

γc1, γc2 – коэффициенты условий работы (табл. В.1[8]):

γc1 =1.1 - для песка; γc2 =1.0;

Mγ, Mq,Mc – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения (табл. 2):

ϕ|| = 28,8° по табл. 16[3]:Mγ= 1.046, Mq=5.184, Mc=7.611

kz – коэффициент, принимаемый равным 1 при b∠10м;

k = 1.1 – коэффициент надёжности, т.к. значения ϕ и с приняты по таблицам;

γ|| - осреднённое расчётное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м3 с учётом взвешивающего действия воды.

γвзв =(γs - γw)/(1+ei),

где еi – коэффициент пористости i-го слоя; γsi – удельный вес частиц грунта i-го слоя, кН/м3; γw = 10 кН/м3 – удельный вес воды.

γвзв =(26.6– 10.0) / (1+0.68) =9,88 кН/м3

γ|| =10.56 кН/м3

c|| - расчётное значение удельного сцепления грунта: c|| = 3,4 кПа;

γ||‘ – расчётное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м3:

γ||‘ =16.53 кН/м3

d1 –глубина заложения, м: d1 =1.85 м

R= (1.046\*1\*4.2\*10.56+ 5.184\*1.85\*16.35+ 7.611 \*3.4) =234.5 кПа

Ширина подошвы фундамента

b= 2.4 м

Уточняем значение R при b= 2.4 м и zr=0.5b=0.5\*2.4=1.2 м.

γ|| =11.07 кН/м3

R= (1.046\*1\*2.4\*11.07+ 5.184\*1.85\*16.35+ 7.611 \*3.4) =215.6 кПа

Ширина подошвы фундамента

b= 2.5 м

Уточняем значение R при b= 2.5 м и zr=0.5b=0.5\*2.5=1.25 м.

γ|| =11.02 кН/м3

R= (1.046\*1\*2.5\*11.02+ 5.184\*1.85\*16.35+ 7.611 \*3.4) =216.7 кПа

Вычисленное значение R отличается от предыдущего менее чем на 5% (0.5%).

Следовательно, далее уточнение размеров производить не требуется.

Окончательно принимаем b=2.5 м.

Определяем схему загружения фундамента. Определяем эксцентриситет

е =0,07м

Т.к. е=0.07 м<b/30=2,5/30=0.083 м, то размеры фундамента определяем как для центрально загруженного фундамента, т.е. будет квадратным в плане.

Принимаем l =2.5 м

Проверяем выполнение условий

Рmax= N|| /A+ γср\*dр+ ΣM|| /W ≤ 1.2R,

Pmin= N|| /A+γср\*dр- ΣM|| /W> 0

Рmax =+ 20\*1.85+= 253,2кПа ≤ 1.2\*216,7=260кПа

W=b\*l2 / 6= 2.5\*2.52 / 6= 2.6м3

Рmin=+ 20\*1.85 - = 177.6кПа > 0

Рср =+ 20\*1.85= 215.4кПа < 216.7кПа (0.6%)

Условие выполняется.

**3.1.3 Конструирование тела фундамента**

Принимаем конструкцию стаканного типа с подколонником. Толщину стенок стакана назначаем по верху 225 мм, что больше 150 мм для фундаментов с армированной частью.

Зазор между колонной и стаканом 75 мм. Т.к. размеры колонны в плане 0.6х0.4 м, то размеры подколонника в плане ℓcf = 600+2\*225+ 2\*75= 1200 мм

bcf =400+2\*225+ 2\*75= 1000 мм

Глубину стакана назначаем 650 мм.

Вынос ступени: С1 =(ℓ - ℓcf)/ 2= (2.5 – 1,2)/ 2= 0.65 м

С2 =(b - bcf)/ 2= (2.5 – 1.0)/ 2= 0.75 м

Принимаем 2 ступени высотой 0,3 м.

Конструкция тела фундамента см. рис. 3.1.2.

**3.1.4 Расчёт фундаментов по деформациям**

Расчёт осадки фундамента производится исходя из условия:S ≤ Su, где S – величина конечной осадки отдельного фундамента, определяемая расчётом, см; Su- предельная величина осадки основания фундаментов зданий и сооружений, см (по табл. Б.1, п. 1 [7] Su =8 см).

Для определения осадки фундамента составляем схему, показанную на рис. 3.1.3.

Для расчёта используем метод послойного суммирования. Определяем вертикальные напряжения от собственного веса грунта на границе слоёв в характерных горизонтальных плоскостях по формуле:

σzg= Σγi\*hi,

где γI – удельный вес грунта i-го слоя, кН/м3; hi – толщина i-го слоя грунта, м.

На подошве 1 слоя

σzg2 =1.5\*18.2= 27.3 кПа

На подошве фундамента σzg0 =27.3+ 0.25\*19.4= 32.15 кПа

На подошве WL

σzgwl =32.15+ 0.15\*9.88= 35.06 кПа

На подошве 2 слоя с учётом взвешивающего действия воды γвзв = 9.88 кН/м3

σzg3=35.06+ 4.6\*9.88= 80.51 кПа

На подошве 3 слоя с учётом взвешивающего действия воды

γвзв =(26.5– 10.0) / (1+0.69) =9.76 кН/м3

Определяем дополнительное вертикальное напряжение в грунте под подошвой фундамента

σzp0 =Рср - σzg1 = 215.4 – 32.15 = 183.25 кПа

Толщу грунта мощностью (4 – 6)b =10 - 15 м разбиваем на слои толщиной h=0.4b=0.4\*2.5=1.0 м.

Строим эпюру распределения дополнительных вертикальных напряжений в грунте по формуле:

σzpi = α\*σzp0,

где α - коэффициент, учитывающий изменение дополнительного вертикального напряжения по глубине (по табл. 24 [ 2]).

Строим эпюру σzgi. Вычисления ведём до соблюдения условия: 0.2σzg = σzp

Осадку каждого слоя основания определяем по формуле:

S= β\*σzpicp \* hi / Ei,

где β = 0.8 – безразмерный коэффициент для всех видов грунтов; σzpicp – среднее дополнительное вертикальное напряжение в i-м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней и нижней границах i-го слоя толщиной hi, кПа; Еi – модуль деформации i-го слоя, кПа.

Таблица 3. К расчёту осадок.(соотношение η = ℓ / b =1.0)

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | Zi, см | ξ = 2\*z/b | α | hi, см | σzpi, кПа | σzgi, кПа | 0.2σzgi,кПа | Еi, кПа | Si, см |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 2 | **0** | 0.00 | **1** | 0 | **183.25** | **32.15** | 6.43 | **15900** |   |
| **15** | 0.12 | **0.97** | 15 | 177.75 | **35.06** | 7.01 | **15900** | 0.136 |
| **100** | 0.80 | **0.8** | 85 | 146.60 | **43.46** | 8.69 | **15900** | 0.694 |
| **200** | 1.60 | **0.449** | 100 | 82.28 | **53.34** | 10.67 | **15900** | 0.576 |
| **300** | 2.40 | **0.257** | 100 | 47.10 | **63.22** | 12.64 | **15900** | 0.325 |
| **400** | 3.20 | **0.16** | 100 | 29.32 | **73.10** | 14.62 | **15900** | 0.192 |
| 475 | 3.80 | **0.121** | 75 | 22.17 | **80.51** | 16.10 | **15900** | 0.097 |
| **500** | 4.00 | **0.108** | 25 | 19.79 | **82.95** | 16.59 | **15200** | 0.028 |
| 3 | 545 | 4.36 | **0.094** | 45 | 17.23 | **87.35** | 17.47 | **15200** | 0.044 |

Проверяем условие Σ Si= 2.09см < Su = 8см

Условие выполняется, т.е. деформации основания меньше допустимых.

**3.1.5 Расчёт фундаментов по несущей способности**

Расчёт фундаментов по прочности производится на расчётные усилия: N=1115\*1.35=1505.25 кН, M = 64.0\*1.35=86.4 кНм, Q = 23.0\*1.35 = 31.05 кН.

При расчёте тела фундамента по несущей способности вводим коэффициент условий работы γс = 1.5.

Принимаем бетон класса С 30/37: fcd = 30/1.5 =20 МПа; fck = 30 МПа;

fcfd = 0.21\*fck2/3 / γc= =0.21\*302/3 / 1.5 =1.35 МПа.

Расчёт фундамента на продавливание производим из условия, чтобы действующие усилия были восприняты бетоном фундамента без установки поперечной арматуры.

Проверяем условие hcf< (ℓcf - ℓc) / 2

0.25 м < (1.2 - 0.6) / 2=0.3 м

Продавливание фундамента может произойти от низа колонны. Проверяем прочность фундамента на продавливание.

F ≤ fcfd\*d\*bm\*k,

где F – расчётная продавливающая сила, кН;

k – коэффициент, принимаемый равным 1;

fcfd – расчётное сопротивление бетона растяжению, кН/м3;

bm – определяется по формуле:

bm = buc + d;

buc – ширина подколонника, м;

d– рабочая высота плитной части, м.

bm = 1 + 0.52 = 1.52м; d= 0.6 – 0.08=0.52 м.

Продавливающая сила

F = A0 \* Pmax,

A0 = 0.5b (ℓ - ℓuc -2d) – 0.25 (b – buc – 2d)2

A0 = 0.5\*2,5\*(2.5 – 1.2 – 2\*0.52) – 0.25\*(2,5 – 1.0 – 2\*0.52)2 =0.27м2

Pmax =Ni / A \*(1±6\*e/l)

Pmax = + =274.0 кПа

Pmin = - =207.7 кПа

где е – эксцентриситет силы, определяемый по формуле:

е= М| /N|= 86.4 / 1505.25 = 0.06 м

F= 0.27\* 274.0= 74.56 кН

74.56 кН < 1.35\*103\*0.52\*1\*1.52 =1067 кН

Условие выполняется.

Принятая высота плитной части фундамента достаточна.

Аналогично проверяем прочность нижней ступени на продавливание.

F ≤ fcfd\*d1\*bm,

A0 = 0.5\*2,5\*(2.5 – 1.8– 2\*0.22) – 0.25\*(2,5 – 1.7 – 2\*0.22)2 =0.29 м2

F= 0.29\* 274.0= 80.18 кН

80.18 кН < 1.35\*103\*0.22\*1\*1.22 =362.34 кН

Условие выполняется. Прочность нижней ступени на продавливание обеспечена.

По прочности на раскалывание фундаменты проверяются от действия нормальной силы в сечении у обреза фундамента. Выбор расчётной формулы осуществляется по условию:

bc / hc < Afb / Afl,

где bc, hc – размеры сечения колонны, м;

Afb, Afl – площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям колонны параллельно сторонам l и b подошвы фундамента, за вычетом площади сечения стакана, м2.

Afb = 0.9\*1.0 + 0.3\*1.7+ 0.3\*2,5 – 0.5\*0.45\*(0.5+0.55) = 1.9 м2

Afl = 0.9\*1.2 + 0.3\*1.8+ 0.3\*2.5 – 0.5\*0.65\*(0.7+0.75) = 1.9 м2

0.4 / 0.6 = 0.67< 1.9/1.9 =1

Расчёт ведём по формуле:

N ≤ (1+bc / lc)\*μ’\*γc\*Afl\*fcfd,

где μ’ – коэффициент трения бетона по бетону, принимаемый равным 0.7;

γc – коэффициент условий работы фундамента в грунте, принимаемый равным 1.3.

1505.25 кН < (1+0.4 / 0.6)\*0.7\*1.3\*1.9\*1.35\*103 =3888 кН

Условие выполняется. Принятая высота плитной части фундамента достаточна. Рассчитываем рабочую арматуру плитной части фундамента.

Расчётный изгибающий момент в сечении 1-1

М1 =(b\*(l-luc)2\*(P1 + 2Pmax)) / 24,

P1 = 264.7 кПа – давление грунта в сечении 1-1

М = (2,5\*(2.5 – 1.2)2\*(264.7 + 2\*274.0)) / 24 = 143.1 кНм

Расчётный изгибающий момент в сечении 2-2.

М2 = (2,5\*(2.5 – 1.8)2\*(256.8+ 2\*274.0)) / 24 =41.08 кНм

Расчётный изгибающий момент в сечении 3-3

М3 =(P\*l\*(b – buc)2) / 8,

М3 = (240.85\* 2.5\* (2,5 – 1.0)2) / 8 = 169.35 кНм

Расчётный изгибающий момент в сечении 4-4

М4 = (240.85\* 2.5\* (2,5– 1.7)2) / 8 = 48.2кНм

Определяем площадь сечения арматуры

Asf = M / α\*fyd\*J

J = 0.5 + √ (0.25 - αm/c0)

αm= M / α\*fcd\*b\*d2

α, c0 – принимаем по таблице 6.6 [ 9 ]: α = 0.85, с0 = 1.947

fyd – расчётное сопротивление арматуры при растяжении, МПа (принимаем арматуру класса S 400 fyd =365 МПа)

- в сечении 1-1

αm= 143.08/ 0.85\*13.3\*103\*2.5\*0.522 = 0.021

J = 0.5 + √ (0.25 – 0.021 / 1.947) =0.989

Asf = 143.08/ 0.85\*365\*103\*0.989 = 4.66 см2

- в сечении 2-2

αm= 41.08/ 0.85\*13.3\*103\*2.5\*0.222 = 0.034

J = 0.5 + √ (0.25 – 0.034 / 1.947) =0.982

Asf = 41.08 / 0.85\*365\*103\*0.982= 1,35 см2

- в сечении 3-3

αm= 169.35 / 0.85\*13.3\*103\*2.5\*0.522 =0.025

J = 0.5 + √ (0.25 – 0.025/ 1.947) =0.987

Asf = 169.35/ 0.85\*365\*103\*0.987= 5.53 см2

- в сечении 4-4

αm= 48.17/ 0.85\*13.3\*103\*2.5\*0.222 = 0.040

J = 0.5 + √ (0.25 – 0.040/ 1.947) =0.979

Asf = 48.17/ 0.85\*365\*103\*0.979= 1.59 см2

По максимальным значениям площади арматуры в каждом из направлений принимаем **Ш10 S 400 с шагом 200 мм**

As = 0.785\*13=10.21 см2 ≥ 5.53 см2.

Продольную арматуру подколонника назначают в соответствии с конструктивными требованиями в количестве не менее 0.05% от площади поперечного сечения подколонника или из условия сжатия бетона подколонника. Площадь продольной арматуры определяем в сечениях 1-1, 2-2 (рис. 14). Коробчатое сечение 1-1 приводим к двутавровому. Определяем в сечении изгибающий момент и продольную силу.

М = М1 + Q1\*h1,

N = N1 + Gf

где Gf – нагрузка от веса подколонника на уровне торца колонны

Gf = h\*bf\*h1\*γ\*γ1\*γn,

γ - удельный вес тяжелого бетона,γ =25 кН/м3; γn – коэффициент надёжности по назначению, γn =0.95; γ1 – коэффициент надёжности по нагрузке, γ1 = 1.1

М = 86.4+ 31.05\* 0.65 =106.58 кНм

Gf =1.2\*1.2\*0.65\*25\*0.95\*1.1 = 24.45 кН

N = 1505.25+ 24.45 = 1529.7 кН

Определяем эксцентриситет е0 = М / N =106.58 / 1529.7 =0.07 м

е0 =0.07 м < hc / 2 = 0.6 / 2 =0.3 м

Проверяем условие: N < fcd \*bf \*hf,

где fcd – расчётное сопротивление бетона на растяжение, МПа.

1529.7 кН < 13.3\*103\*1.2\*0.25 =3990 кН

Условие соблюдается, следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки, т.е. арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной 1200 мм.

Высота сжатой зоны: x = N / fcd\*hf,

x = 1529.7 / 13300\*0.25 = 460 мм > 2as’ = 2\*35 = 70 мм

Площадь сечения арматуры при d = 1200 – 35 =1165 мм

As= N(e – (d – 0.5x)) / (fyd(d + as’)),

As = 1529.7 \*(0,63 – (1.165 – 0.5\*0.46)) / (365000\*(1.165 - 0.035)) < 0

е = е0 + h/2 – а = 0.07+ 1.2 / 2 – 0.035 =0,63 м

Минимальная площадь арматуры по формуле: As = 0.0005\*bf\*h,

As = 0.0005\* 1.2\*1.2= 7,2 см2

Принимаем по 4Ш16 с каждой стороны стакана As = 8.04 см2

Поперечное армирование осуществляется в виде сеток, расстояние между которыми не более четверти глубины стакана (0.25d = 0.25\*0.65 =0.175 мм) и не более 200 мм. Принимаем шаг сеток 150 мм и количество 5 шт. Диаметр арматуры сеток должен быть не менее 8 мм и 0.25d продольной арматуры.

Принимаем 4Ш8 S400(AS=2.01 см2)

Проверяем условие:

N ≤ fcdl \* Al \* ψ,

где fcdl – расчётное сопротивление бетона смятию: fcdl = α \*ϕb\* fcd, для бетона класса С16/20 ψ =1;

ϕb = 3√AL2 /AL =3√ 1.2\*1.2 / 0.4\*0.6 =1.82 < 2.5, т.е. принимаем ϕ = 1.82 где AL2 - рабочая площадь бетона, м2:AL2 = h\*bf;

AL – площадь смятия, м2: AL = hc\*bc

fcdl = 1\* 1.82\* 13300 = 24,2МПа

N1 =1529.7 кН < 24200\*0.4\*0.6\*1 = 5809кН

Т.е. прочность дна стакана на смятие обеспечена.

**3.2 Расчёт фундамента свайного**

Расчёт свайных фундаментов и их оснований выполняется по предельным состояниям:

1) первой группы: по прочности материала свай и ростверков; по несущей способности грунта основания свай; по несущей способности оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки;

2)второй группы: по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций фундаментов.

Подошву ростверка заглубляют ниже расчётной глубины промерзания пучинистого грунта. Между подошвой ростверка и пучинистым грунтом делается шлаковая, гравийная или щебёночная прослойка толщиной 250–300 мм, а непучинистым – не менее 100 мм. Свес ростверка относительно крайних свай – не менее 0.5d+ 50 мм, расстояние между осями свай во всех направлениях не должны быть менее 3d. Размеры ростверка в плане предварительно принимают по размерам здания и в процессе конструирования уточняют. Класс бетона назначают не менее С12 /15.

Сваи по характеру работы подразделяются на сваи-стойки и сваи, защемленные в грунте, на жесткие и гибкие. Тип сваи выбирают в зависимости от характеристик слоя грунта, который находится под острием сваи, защемлённые в грунте. К жёстким сваям, защемленным в грунте, относятся сваи с глубиной заложения нижнего конца сваи равной восьми размерам её поперечного сечения. Сваи-стойки принимают, когда под острием находятся скальные или малосжимаемые грунты (Е>50 МПа). Во всех остальных случаях принимают сваи, защемленные в грунте.

При назначении длины сваи следует учитывать следующее:

1. Заделывать сваи в ростверк, работающий на вертикальные сжимающие нагрузки, необходимо не менее чем на 5 см для ствола сваи, и не менее чем на 25 см для выпусков арматуры сваи.

2. Заделывать сваи в ростверк, работающий на вертикальные растягивающие или горизонтальные нагрузки, необходимо не менее чем на наибольший размер поперечного сечения сваи для ствола сваи, и не менее чем на 40 см для выпусков арматуры сваи.

3. Заглублять сваи в крупнообломочные грунты, крупные и средней крупности пески, а также в глинистые грунты с показателем консистенции IL < 0.1 не менее чем на 0.5 м, а прочие нескальные грунты – не менее чем на 1.0 м.

**3.2.1 Определение глубины заложения**

Глубину заложения ростверка принимаем ниже расчётной глубины промерзания (см. п.3.1.1) 0.77 м.

Высота ростверка принимаем: Н=0.95 м. Конструктивная глубина заложения определится как:

d =1.3 м > 0.77 м

Принимаем заделку сваи в ростверк 50 мм и заделку выпусков арматуры сваи 250 мм.

Определяем длину сваи: lсв = l0 + l гр +l н.сл., l0 – глубина заделки сваи в ростверк, м; lгр – расстояние от подошвы до кровли несущего слоя (суглинок тугопластичный), м; lн.сл. – заглубление в несущий слой, м

lсв = 0.3+0.3+2,4= 3.7 м

По табл. 23[3] принимаем сваю С 70.30-6 (армирование 4Ш 12 S400 и бетон класса С16/20).

**3.2.2 Определение несущей способности сваи на грунт**

Расчётная схема для определения несущей способности сваи дана на рис. 3.2.1 Слои грунта, прорезаемые сваей, делим на элементарные слои толщиной не более 2 м. Вычисляем средние глубины zi для каждого слоя грунта. Определяем несущую способность сваи по формуле:

Fd = γc (γcR \* A \*R + UΣγcf\*fi\*hi),

где γ с – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1; γсR, γcf – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие способы погружения свай на расчётные сопротивления грунтов, определяемые по табл. VI.3[ 1]: при погружении свай забивкой молотами γсR= γcf = 1;

А – площадь опирания на грунт сваи, м2;

U – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

R – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, определяемое по таблице 6.1[ 11];

fi – расчётное сопротивление i-го слоя грунта по боковой поверхности сваи, кПа, определяемое по таблице 6.2 [11],

hi- толщина i-го слоя грунта, м.

Определяем fi в зависимости от величины zi и характеристик грунтов:

z1 =1.35 м f1 = 4,51 кПа h1 = 0.3 м f1\*h1 = 1.35 кН/п.м.

z2 =2.5 м f2 =37,5 кПа h2 = 2.0 м f2\*h2 =75,0 кН/п.м.

z3 =4.5 м f3 =45.5 кПа h3 = 2.0 м f3\*h3 =91.0 кН/п.м.

z4 =6.0 м f4 =48.0 кПа h4 = 1.0 м f4\*h4 =48.0 кН/п.м.

z5 =7.2 м f5 =49.2 кПа h5 = 1.4 м f5\*h5 =68.88 кН/п.м.

Σ fi\*hi =284.23 кН/п.м.

При z0 =7.9 м R =1545 кПа; А = 0.3\*0.3=0.09 м2; U = 0.3\*4 =1.2 м

Fd = 1\*(1\* 0.09\* 1545+ 1.2\*1\*284.23) = 480.13 кН

Несущая способность сваи по материалу:

Nств =m ϕ (Rв\*Ав + Rs\*As),

где m – коэффициент условий работы сечения, равный 1.0;

ϕ - коэффициент продольного изгиба ствола, равный 1.0;

Rв – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию, кПа;

Ав – площадь поперечного сечения бетона, м2(Rв = fcd =16/1.5 =10.67 МПа);

Rs – расчётное сопротивление сжатой арматуры, кПа (класс S400 Rs =365000 кПа);

Аs –площадь сечения продольной арматуры, м2 (по сортаменту Аs =0.000452 м2 для арматуры 4Ш12)

Nств = 1\*1 (10670\* 0.09 + 365000 \* 0.000452) =1125.28 кН.

В дальнейших расчётах принимаем меньшее значение несущей способности.

Расчётная допустимая нагрузка на сваю

P = Fd /γк,

где γк =1.4 – для промышленных и гражданских зданий.

Р = 480.13/ 1.4 =342.95 кН

Определяем количество свай: **n = N / P,**

n = (1115\*1.2)/ 342.95=3.9 сваи

В плане сваи размещаем с шагом 3d =900 мм. Расстояние от края ростверка до ближайшей грани сваи не менее 50 мм.

Определяем давление на голову сваи:

Nmaxmin =(N +Gp) / n ± ∑M\*y /Σ yi2

где y – расстояние от центра тяжести свайного поля до ряда свай, в котором определяется давление на сваю, м;

уi – момент инерции отдельного ряда свай относительно центра свайного поля, м.

Gp = bp\*lp\*d\*γср\*γс =1.3\*1.3\*1.3\*20\*1.1 =48.33 кН

где γср – усреднённое значение удельного веса грунта и фундамента, кН/м3;

γс – коэффициент условий работы.

Nmax =+ =403.8 кН < 1.2\*342.95 = 411.5 кН (2%)

Nmax = - =308.4 кН > 0

Условие выполняется.

Окончательно принимаем сваю С70.30-6 - рис. 3.2.2.

**3.2.3 Расчёт осадки свайного фундамента**

Расчёт осадок свайного фундамента выполним методом эквивалентного слоя. Свайный фундамент рассматривается как условный массив. Построение условного массивного фундамента показано на рис. 3.2.3.

Определяем средневзвешенное значение угла внутреннего трения:

ϕййmt = (28,8\*5.0+28,4\*1.4)/6.4 = 28,7°

α = ϕййmt / 4 = 28,7/ 4 =7,18°

Определяем ширину условного фундамента:

b1 = 6.4\* tg 7.18° =0.8 м

bусл = 2b1 + d = 2\*0.8 + 1.2= 2.8 м

lусл = 2\*0.8 + 1,2 = 2.8 м

Определяем вес условного фундамента

Gусл = G1 + G2 + G3,

где G1, G2, G3 – вес отдельного слоя грунта в массивном фундаменте, кН

Gусл =2.8\*2.8\* (1.5\*18.2 + 0.4\*19.4+4.6\*9.88 + 1.4\*9.76) =277.24 кН

Среднее давление по подошве условного массивного фундамента

Р = (Nйй + Gусл) / Аусл**=** (1115 + 277.24) / (2.8\*2.8)=176.1 кПа

Определяем расчётное сопротивление

γc1 =1.1 - для песка; γc2 =1.152 при L/H=30/14,45=2.1;

ϕ|| = 28,4° по табл. 16[3]:Mγ= 1.012, Mq=5.058, Mc=7.508

γ|| =9,76кН/м3, c|| = 3,2 кПа;

γ||‘ =(1.5\*18.2+ 0.4\*19.4+4.6\*9.88 + 1.4\*9.76)/7.9= 11.92 кН/м3

R= (1.1\*1.152/1.1)\*(1.012\*1\*2.8\*9.76+ 5.058\*8.0\*11.92 + 7.508 \*3.2) =542.7 кПа

Р =176.1 кПа < R =542.7 кПа, т.е. условие выполняется.

Определяем дополнительное вертикальное напряжение на уровне подошвы условного фундамента σzp0 = P - γйй’\*h

σzp0 = 176.1– 7.9\* 11.92 = 99.8 кПа

Мощность эквивалентного слоя hэкв = Аω \* bусл

Коэффициент Аω принимаем по таблице IV.3 [1] для песка при ν =0.3 Аω =0.99

hэкв = 0.99\*2.8 =2.8 м

Осадку свайного фундамента определяем по формуле:

S = hэкв \* mν \*σzp0,

mν i = β / Ei, (3.44) где β = 0.74 по табл. 1.15 [ 5 ] - для супеси и песка

mν 2 = 0.74 / 15.2= 0.049 МПа-1

S = 2.8\* 0.049 \* 0.0998 = 0.014 м =1.4 см < Su = 8 см.

**3.2.4 Расчёт фундаментов по несущей способности**

Расчёт фундаментов по прочности производится на расчётные усилия N=1115\*1.35=1505.25 кН, M = 64.0\*1.35=86.4 кНм, Q = 23.0\*1.35 = 31.05 кН.

При расчёте тела фундамента по несущей способности вводим коэффициент условий работы γс = 1.5.

Принимаем бетон класса С 20/25: fcd = 20/1.5 =13.3 МПа; fck = 20 МПа; fcfd = 0.21\*fck2/3 / γc= =0.21\*202/3 / 1.5 =1.2 МПа.

Расчёт прочности по наклонным сечениям производим по формуле:

Q ≤ m b d fcfd,

где Q = ΣNi – сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наклонного сечения

Q = 403.8 кН; b – ширина ростверка, м;

Определяем значение m =2.45 по табл. 5.1 [3]

с – расстояние от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника, м;

d – рабочая высота, м. d= 0.3 - 0.08=0.22 м

Q= 403.8 кН ≤ 2.45\*1.3 \* 0.22\* 1030 =721.7 кН

т.е. условие выполняется, толщина дна стакана достаточна.

Определяем изгибающий момент

М1-1 =N \*x,

где x = а/2 – hк/2 = 0.9 / 2 – 0.3 / 2 =0.3 м, где а – расстояние между осями свай, м

М1-1 =403.8 \* 0.3=121 кНм

Определяем площадь сечения арматуры

Asf = M / α\*fyd\*J,

J = 0.5 + √ (0.25 - αm/c0),

αm= M / α\*fcd\*b\*d2,

αm= 121 / 0.85\*13.3\*103\*1.3\*0.222 = 0.031

J = 0.5 + √ (0.25 – 0.031 / 1.947) =0.984

Asf = 121 / 0.85\*365\*103\*0.984= 3.3 см2

fyd - расчётное сопротивление сжатой арматуры, кПа(класс S400 fyd=365000 кПа)

По сортаменту арматуры принимаем Ш 12 шаг 200 мм.

Расчёт на местное сжатие производим по формуле

N ≤ 1.5 fcd \*Aв,

где N – расчётная нормальная сила в сечении колонны у обреза ростверка, кН(N =1906,2 кН)

Ав – площадь сечения колонны, м2

1505.25 кН ≤ 1.5\* 13300\* 0.4\*0.6=4788 кН

Условие выполняется.

Расчёт ростверка на продавливание колонной производим по формуле

N≤[α1\*(b+с2) +α2\*(h+с1)]\*d\* fcfd,

где N - расчетная продавливающая сила, кН

b – сечение колонны, м; с- расстояние от плоскости грани колонны до ближайшей грани сваи, м

α - безразмерный коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения с/d

Угловая свая заходит в плане за грани подколонника на 50 мм, т.е. проверку на продавливание производить не требуется.

Прочность плиты ростверка на продавливание обеспечена.

Расчёт ростверка на продавливание угловой сваей производим по формуле

Nф≤[β1\*(b02+с02 /2)+ β2\*(b01+с01/2) ]\*d\* fcfd,

Nф =361.4 кН –расчетная нагрузка на угловую сваю

b0 – расстояние внутренних граней до ближайшей грани угловой сваи, м;

с0 – расстояние от плоскости внутренних граней до ближайших граней подколонника, м

β - безразмерный коэффициент, принимаемый по табл. 5. 3[3] в зависимости от отношения

Угловая свая заходит в плане за грани подколонника на 50 мм, т.е. проверку на продавливание производить не требуется.

Прочность плиты ростверка на продавливание обеспечена.

**3.2.5 Выбор сваебойного оборудования и определение отказа сваи**

Определяем минимальную энергию удара Э =1.75\*α\*Р

где α - эмпирический коэффициент (α = 0.025 кДж / кН); Р – расчётная допустимая нагрузка на сваю, кН

Э = 1.75\* 0.025 \*342.95 = 15.0 кДж

По табл. 26 [ 3] принимаем трубчатый дизель- молот С-995 с водяным охлаждением и характеристиками:

-масса ударной части 1250 кг

- высота подскока 2800 мм

- энергия удара 19.0 кДж

- число ударов в 1 мин -44

- масса молота с кошкой 2600 кг

- габариты 720\*520\*3955 мм

Производим проверку пригодности принятого молота по условию

(Gh + GB) / Эр ≤ km

где Эр – расчётная энергия удара, Дж; Gh – полный вес молота, Н; GB – вес сваи, наголовника и подбабка, Н

GB = 0.30\*0.30\*7\*25 + 2 + 1 =18.75 кН

Эр = 0.9\* Gh’ \* hm

где Gh’ – вес ударной части молота, кН; hm – фактическая высота падения ударной части молота, м

Эр = 0.9\* 12.5 \* 2.8 =31.5 кДж

(26+ 18.75) / 31.5 =1.42 ≤ 6, т.е. условие выполняется.

Для контроля несущей способности свайных фундаментов и окончательной оценки применимости выбранного молота, определяем отказ сваи.

Sa =η\* A \*Ed \*(m1 + ε2\*(m2+ m3)) / [ Fd /M \*(Fd /M + η \* A)\* (m1 + m2 + m3)]

где η - коэффициент для свай из железобетона (η = 1500 кН/м2 по табл. 10[8]); А – площадь поперечного сечения сваи, м2; Еd – расчётная энергия удара молота, кДж; Fd – несущая способность сваи, кН; М – коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами ударного действия равным 1; m1, m2, m3 – вес соответственно молота, сваи с наголовником и подбабка, кН; ε2 – коэффициент восстановления удара (ε2 = 0.2).

Sa = 1500 \* 0.09\* 31.5\*(26+0.2\* 18.75) =0.01 м > Sапр = 0.002 м

(403.82\* (403.82 + 1500\* 0.09)\*(26+18.75))

Условие выполняется.

**4. Технико-экономическое сравнение вариантов**

Укрупнённые единичные расценки на земляные работы, устройство фундаментов принимаем по табл. 27 [3].

Таблица 4. Технико–экономическое сравнение вариантов

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № вар. | Наименование работ | Ед. изм. | Стоим. ед., руб | Объём | Стоимость всего, руб |
| 1. рис. 11а | 1. разработка грунта при глубине выработки 1.75 м и ширине котлована 3.7 м: 3.6 + 2.7\*7%/ 1\*100% 2. крепление стенок котлована досками при Нк= 2.0 м 3. устройство монолитного фундамента выс. 1.5 м | м3 | 3,789 | 23.96 | 90.78 |
| м2 | 0,85 | 29.6 | 25.16 |
| м3 | 31,0 | 3.87 | 119.97 |
|  | Итого |  |  |  | Σ235.91 |
| 2 Рис.11б | 1. разработка грунта при глубине выработки 1,2 м и ширине котлована 2.5х2.5 м: 3.6 + 1.5\*7% / 100%2. крепление стенок котлована досками при Нк = 1,45 м 3. забивка железобетонных свай С70.30-6 (4 шт.)4. устройство монолитного железобетонного ростверка | м3 | 3,705 | 7.5 | 27.79 |
| м2 | 0,85 | 8.5 | 7.22 |
| м3 | 88,4 | 2.52 | 222.8 |
| м3 | 31,0 | 1.29 | 39.9 |
|  | Итого |  |  |  | Σ297.7 |

Вывод: Наиболее экономичным является первый вариант выполнения работ – фундамент на естественном основании.

**5. Расчет осадки фундамента во времени**

**5.1 Расчёт осадки фундамента во времени**

**Сечение 7-7**

Осадку, происходящую за определённое время, определяем по формуле:

**St = S\*u**,

где S –конечная осадка, см; u -степень уплотнения, определяемая по табл. 2.1[1].

Определяем расчётную схему:

kф1 = 2\*10-11м/с < kф2 =8\*10-9м/с,

где kфi – коэффициент фильтрации i-го слоя грунта, м/с (табл. 1.20 [6]), т.е. расчёт ведётся по схеме 1 согласно табл. 2.1[1].

Путь фильтрации воды составит h=H=5,45 м

Определяем коэффициент фильтрации грунта основания: **kф =8\*10-9м/с**

Определяем коэффициент консолидации **сν = kф / mν\*γw**

сν = 8\*10-9 / 0.047\* 10 -6 \* 10\* 104 = 1.7\* 10-6 м2/с = 5.4 \* 105 см2/год

Принимаем hэ = Н / 2 =5,9/2 =2,95 м

mν i = β / Ei, (24 ) где β = 0.74 по табл. 1.15 [ 6] - для песка

mν 1 = 0.74 / 15.9=0.047 МПа -1

Определяем значение показателя Т:

**Т = 4\*h2 / π2\*cν** = 4 \*5452 / 3.142\* 5.4 \*105 =0,22 год

Таблица 7. К расчёту осадки фундамента во времени

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| U | Kt | t= T\*Kt | St = U \* S, см |
| 0.1 | 0,12 | 0,03 | 0,21 |
| 0.2 | 0.25 | 0,06 | 0,42 |
| 0.3 | 0.39 | 0,09 | 0,63 |
| 0.4 | 0.55 | 0,12 | 0,84 |
| 0.5 | 0.73 | 0,16 | 1,05 |
| 0.6 | 0.95 | 0,21 | 1,25 |
| 0.7 | 1.24 | 0,28 | 1,46 |
| 0.8 | 1.64 | 0,37 | 1,67 |
| 0.9 | 2.35 | 0,52 | 1,88 |
| 0.95 | 3.17 | 0,71 | 1,99 |

Используя полученные данные, строим зависимость осадки во времени.

**5.2 Расчёт осадки фундамента во времени (сечение 3-3)**

Путь фильтрации воды составит h=H=3.8м

Определяем коэффициент фильтрации грунта основания: **kф =8\*10-9м/с**

Определяем коэффициент консолидации

сν = 8\*10-9 / 0.047\* 10 -6 \* 10\* 104 = 1.7\* 10-6 м2/с = 5.34 \* 105см2/год

Принимаем hэ = Н / 2 =3.8/2 =1.9м

mν = Σ hi\* mν i \*zi / 2hэ2

где hi – мощность каждого слоя в пределах сжимаемой толщи, м; **mν i** – коэффициент относительной сжимаемости соответствующего слоя; zi – расстояние от точки, соответствующей глубине Н, до середины рассматриваемого слоя, м; γω - удельный вес воды, кН/ м3

mν 1 = 0.74 / 15.9=0.047 МПа -1; mν 2 = 0.74 / 15.2 = 0.049 МПа-1

mν =(1.7\*0.047\* 2.95+ 2.1 \* 0.049 \* 1.05) / 2\* 1.92 = 0.047 МПа -1

Определяем значение показателя Т:

**Т = 4\*h2 / π2\*cν** = 4 \*3802 / 3.142\* 5.34 \*105 =0.11 год

Полученные данные сводим в таблицу 8.

Таблица 8. К расчёту осадки фундамента во времени

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| U | Kt | t= T\*Kt | St = U \* S, см |
| 0.1 | 0,12 | 0,01 | 0,14 |
| 0.2 | 0.25 | 0,03 | 0,28 |
| 0.3 | 0.39 | 0,04 | 0,41 |
| 0.4 | 0.55 | 0,06 | 0,55 |
| 0.5 | 0.73 | 0,08 | 0,69 |
| 0.6 | 0.95 | 0,10 | 0,83 |
| 0.7 | 1.24 | 0,14 | 0,97 |
| 0.8 | 1.64 | 0,18 | 1,10 |
| 0.9 | 2.35 | 0,26 | 1,24 |
| 0.95 | 3.17 | 0,35 | 1,31 |

Используя полученные данные, строим зависимость осадки во времени

**5.3 Расчёт осадки фундамента во времени (сечение 2-2)**

Путь фильтрации воды составит h=H=6.1м

Определяем коэффициент фильтрации грунта основания: **kф =8\*10-9м/с**

Определяем коэффициент консолидации

сν = 8\*10-9 / 0.048\* 10 -6 \* 10\* 104 = 1.7\* 10-6 м2/с = 5.29 \* 105 см2/год

Принимаем hэ = Н / 2 =6.1/2 =3.05 м

где mν– коэффициент относительной сжимаемости для слоистых оснований, определяемый по формуле:

mν = Σ hi\* mν i \*zi / 2hэ2

где hi – мощность каждого слоя в пределах сжимаемой толщи, м; **mν i** – коэффициент относительной сжимаемости соответствующего слоя; zi – расстояние от точки, соответствующей глубине Н, до середины рассматриваемого слоя, м; γω - удельный вес воды, кН/ м3

mν 1 = 0.74 / 15.9=0.047 МПа -1; mν 2 = 0.74 / 15.2 = 0.049 МПа-1

mν =(1.7\*0.047\* 5.25+ 4.4 \* 0.049 \* 2.2) / 2\* 3.052 = 0.048 МПа -1

Определяем значение показателя Т:

**Т = 4\*h2 / π2\*cν** = 4 \*6102 / 3.142 \*5.29 \*105 =0.29 год

Полученные данные сводим в таблицу 9.

Таблица 9. К расчёту осадки фундамента во времени

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| U | Kt | t= T\*Kt | St = U \* S, см |
| 0.1 | 0,12 | 0,03 | 0,18 |
| 0.2 | 0.25 | 0,07 | 0,36 |
| 0.3 | 0.39 | 0,11 | 0,54 |
| 0.4 | 0.55 | 0,16 | 0,72 |
| 0.5 | 0.73 | 0,21 | 0,90 |
| 0.6 | 0.95 | 0,27 | 1,07 |
| 0.7 | 1.24 | 0,35 | 1,25 |
| 0.8 | 1.64 | 0,47 | 1,43 |
| 0.9 | 2.35 | 0,67 | 1,61 |
| 0.95 | 3.17 | 0,90 | 1,70 |

Список используемой литературы

1. Берлинов М.В., Ягулов Б.А, Примеры расчета оснований и фундаментов.- М.: Стройиздат, 1986 - 173 с.
2. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - М.: Стройиздат, 1981. - 319 с.

3. ЗАДАНИЯ к курсовому проектуи расчетно-графической работе по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» заочной формы обучения. – Брест 2002

1. Лапшин Ф.К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. - Саратов, 1986. - 224 с.
2. Методические указания к курсовому проекту по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 1202 и 1205. - Брест, 1987-48 с.
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения (М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.) - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с.
4. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1986. - 415 с.
5. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления. СТ БГТУ-01-02-Брест, 2002 – 32 с.

8. Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. – Минск, 1999.

9. Строительные нормы и правила. Строительная климатология и геофизика. СНиП 2.02.01-82. - М.: Стройиздат, 1983.

10. Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. – Минск, Стройтехнорм, 2002 г - 274 с.