**1. Исходные данные**

**1.1 Исходные данные по нагрузкам**

номер геологического разреза-1

глубина размыва грунта hp = 0.7 м

расчётный пролёт lр =33.0 м

высота опоры h0 = 6.4 м

вес опоры P0 = 4.30 MH

вес пролётных строений Pn =1.00мН

сила воздействия от временной вертикальной подвижной нагрузки Pk =4.80 мН

горизонтальная тормозная сила T = 0.48 мН

коэффициент надёжности временной подвижной нагрузки =1.141.2 исходные данные по грунтам

*слой № 1:*

глубина подошвы слоя от поверхности - 2,0 м мощность слоя-2,0 м

абсолютная отметка подошвы слоя-134,4 м уровень меженных вод -136,4 м наименование слоя – вода

удельный вес грунта = 10,0 кН/м3

*слой № 2:*

глубина подошвы слоя от поверхности - 4,8 м

мощность слоя-2,8 м

абсолютная отметка подошвы слоя-131,6 м

наименование грунта – глина мягкопластичная

удельный вес твёрдых частиц грунта -27,5 кН/м3

удельный вес грунта -19,5 кН/м3

природная влажность w - 0,29

 граница текучести wL - 0,36

граница раскатывания - 0,18

удельное сцепление С- 38 кПа

угол внутреннего трения - 13 °

модуль деформации Е - 13 МПа

*слой № 3:*

глубина подошвы слоя от поверхности -16,1 м

мощность слоя-7,4 м

абсолютная отметка подошвы слоя—124,2 м

наименование грунта – глина тугопластичная

удельный вес твёрдых частиц грунта -27,4 кН/м3

удельный вес грунта -19,8 кН/м3

природная влажность w - 0,25

граница текучести wL - 0,39

граница раскатывания - 0,19

удельное сцепление C- 57 кПа

угол внутреннего трения - 18 °

модуль деформации E- 20 МПа

*слой № 4:*

наименование грунта — песок мелкий

удельный вес твёрдых частиц грунта - 25,8 кН/м3

удельный вес грунта -18,4 кН/м3

природная влажность w - 0,1

удельное сцепление C -4 кПа

угол внутреннего трения -36°

модуль деформации E - 37 МПа

**2. Инженерно-геологические условия района строительства**

**2.1 Построение инженерно-геологического разреза**

На основе данных о грунтах строим инженерно-геологический разрез. Вертикальный масштаб разреза принимается 1:100.

**2.2 Определение наименования и состояния грунтов основания**

Результаты физико-механических свойств грунтов каждого слоя основания приводятся в сводной таблице, где даны все необходимые для расчёта формулы. Сводная таблица физико-механических свойств грунта

Таблица 1

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| показатели  | обозначения  | номер геологических слоев  | формула для расчёта  |
| удельный вес твёрдых частиц грунта  |  , кН/м3  | —  | 27,5  | 27,4  | 25,8  | из издания  |
| удельный вес грунта (нормальное значение)  | , кН/м"  | 10,0  | 19,5  | 19,8  | 18,4  | то же  |
| влажность грунта  | W , доли единицы  | —  | 0,29  | 0,25  | 0,10  | -/-  |
| удельный вес скелета грунта  |  , кН/м3  | -  | 15,12  | 15,84  | 16,73  |  |
| коэффициент пористости  | е  | —  | 0,82  | 0,73  | 0,54 |  |
| Удельный вес грунта во взвешенном состоянии( =10кН/м3) | , кН/м3  | —  | 9.62  | 10,06 | 10,26  |  |
| степень влажности  |  ,доли единицы  | -  | 0,97  | 0,94  | 0,48  |  |
| граница раскатывания  | Wp , доли единицы  | —  |  0,18  | 0,19  | --- | из издания  |
| граница текучести  | Wl , доли единицы  | —  |  0,36  | 0,39  | ----  | то же  |
| число пластичности  | 1р , доли единицы  | —  | 0,18  | 0,2  | ----  |  |
| показатель текучести  | I1 , доли единицы  | —  |  0,61 | 0,3  | ---- |  |
| нормативные значения  |  |  |  |  |  |  |
| модуль деформации  | E, МПа  | -  | 13  | 20  | 37  | из издания  |
| угол внутреннего трения  |  , град/С, МПа  | -  | 13  | 18  | 36  | то же  |
| сцепление  | С, кПа R0, кПа  | -  | 38 0  | 57 0,2  | 4 0,15  | «»по таблицам |
| наименование грунта: песочного по е, S r, R о=0.30 мелкий, плотный,маловлажный.  |
| Глинистого по Ip IL, R0 глина мягкопластичн. R0=0, глина тугопластичная R0=0.23 |

**2.3 Определение расчётных показателей грунтов**

Показатели состава и состояния грунтов непрерывно изменяются от точки к точке даже в пределах строго выделенного инженерно-геологического горизонта. Однако для выполнения расчётов оснований необходимо располагать некоторыми определёнными величинами, которые с необходимой достоверностью отражают физико-механические свойства грунтов. В связи с этим введено понятие о нормативных и расчётных величинах различных показателей грунтов.

Нормативные и расчётные значения показателей характеристик грунтов вычисляют на основе статистической обработки результатов непосредственных испытаний по стандартной методике (ГОСТ 20522-75).

Нормативное значение Xn данной характеристики определяется как среднеарифметическое значение частных непосредственных определений по формуле:

где X1 - частное значение определяемой характеристики; п - количество определений.

В условных данных по грунтам даны нормативные значения характеристик грунтов , , w , wl, wp, с , , E определённые как средние значения по результатами 12 частных определений.

Согласно СНиП все расчёты оснований должны выполняться с использованием расчётных значений характеристик грунтов X , определяемых по формуле:

где - коэффициент надёжности по грунту.

Для большинства характеристик допускается принимать =1, за исключением параметров с и , а так же удельного веса грунта , для которых коэффициент надёжности по грунту определяется по формуле:

Показатель надёжности р берётся с таким знаком, чтобы при расчёте основания и фундамента была обеспечена большая надёжность (расчёт в «запас»). При вычислении значений с и всегда, а расчётных значений в большинстве случаев (в том числе и в расчётных данной курсовой работы), показатель надёжности принимается со знаком «минус». Значение его определяется по формулам:

Для :

Для :

Для *с* и *:*

р = ta • V ,

Где V - коэффициент вариации (относительная изменчивость характеристики); п -число частных определений (количество опытных данных); ta - коэффициент, определяемых в зависимости от величины доверительной вероятности а и числа степеней свободы, которые (п — l) для и (п - 2) для с,

Доверительная вероятность, согласно нормам при расчётах оснований фундаментов мостов и труб под насыпями принимается а = 0,98, для расчётов по первой группе (прочности и несущей способности) предельных состояний и

a = 0,90

для расчётов по второй группе предельных состояний (по деформациям).

Для условий, принятых в курсовой работе, исходя из того, что число частных определений характеристик коэффициент n = 12, а коэффициент вариации на основе статистической обработки результатов опытов получен V = 0.080 , следует:

а) для расчёта по I предельному состоянию (а = 0.95)

*:*

при определении :

при определении с и : ta= 1.81; = 1.81\*0.08 = 0.145;



б) для расчёта по II предельному состоянию (а = 0.85)

при определении : ta =1.095 ; = 0.025 ;

при определении с и : ta=1.10; = 1.10\*0.08 = 0.088;

 = 1.096;

Таким образом, для определения расчётных значений характеристик, для каждого грунта и для конкретного варианта грунтовых условий необходимо нормативные значения характеристик *,* с и и разделить на соответствующий коэффициент надёжности по грунту. Расчётные значения характеристик по первому предельному состоянию маркируются индексом «I», а по второму - индексом «II».



2-ой слой:

с1 =38/1,17= 32,48 кПа;

с11 =38/1,096= 34,67 кПа

3-ий слой: с1 =57/1,17= 48,72 кПа;

с11 =57/1,096= 52,01 кПа

4-ый слой:

с1 =4/1,17= 3,42 кПа;

с11 =4/1,096= 3,65 кПа

2-ой слой: 1=13/1,17=11,11 11=13/1,096=11,86

3-ий слой 1=18/1,17=15,39 11=18/1,096=16,42

4-ый слой 1=36/1,17=30,77 11=36/1,096=32,85



2-ой слой: =19,5/1,04=18,75 кН/ м3

 =19,5/1,026=19,01 кН/ м3

=19,5/1,026=19,01 кН/ м3

3-ий слой:

=19,8/1,04=19,04 кН/ м3

1 =19,8/1,026=19,30 кН/ м3

4-ый слой:

=18,4/1,04=17,69 кН/ м3

1 =18,4/1,026=17,93 кН/ м3

Расчётные характеристики грунтов по предельным состояниям определяем для всех слоев основания и представляем в табличной форме:

Таблица № 2

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| номер слоя  | с1 | C11 | 1 | 11 |  |   |
| 2  | 32,48  | 34,67  | 11,11  | 11,86  | 18,75  | 19,01  |
| 3  | 48,72  | 52,01  | 15,39  | 16,42  | 19,04  | 19,30  |
| 4  | 3,42  | 3,65  | 30,77  | 32,85  | 17,69  | 17,93  |

**3. Проектирование фундамента мелкого заложения на естественном основании**

**3.1 Определение глубины заложения подошвы фундамента**

Глубину заложения фундамента следует определять с учётом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения;

- величины и характеристики нагрузок, воздействующих на основание;

- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований);

- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружений;

- глубины сезонного промерзания грунтов.

В качестве основания опоры моста следует принимать малосжимаемые или скальные грунты, а также грунты средней сжимаемости (песчаные грунты средней плотности или тугопластичные глинистые грунты). Фундаменты мостов запрещается опирать на просадочные и заторфованные грунты, а также на глинистые грунты с показателем текучести I1 > 0.5 .

Такие грунты следует проходить, опирая подошву фундамента на более прочные грунты.

Высоту фундамента hф определяют как расстояние от подошвы до его обреза (горизонта меженных вод-ГМВ). Для опор, возводимых на суходоле, обрез фундамента назначают на 0,1-0,25 м ниже уровня поверхности грунта. Нормативную глубину промерзания грунта, если она менее 2,5 м, определяют по формуле

где M1 - коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе; d0 - глубина промерзания, зависящая от вида грунта .

Фактическая глубина заложения фундамента зависит от всех перечисленных факторов и при сооружении фундаментов в открытом котловане её следует назначать в пределах от 3 до 6 м, считая от поверхности грунта на суходоле. В выбранный несущий слой грунта фундамент должен быть заглублён не менее, чем на 0,5 м, учитывая возможность наклонного расположения слоев.

Так как в первом слое глины I1 = 0,61 ,то опору подошвы фундамента нужно расположить во втором слое глины I1 = 0,3 что удовлетворяет требованиям.

Высоту фундамента hф примем равную = 6,5 м.

Абсолютная отметка подошвы фундамента —129,4 м

**3.2 Определение площади подошвы и размеров уступов фундамента**

Размеры обреза фундамента в плане принимают больше размеров над фундаментной части опоры на величину обреза с = О.15 /0,3О м в каждую сторону для компенсации возможных отклонений положения и размеров фундамента при разбивке и производстве работ. Минимальная площадь подошвы фундамента:

Аmin =(3.2 •10,4) = 33,3 м2

Максимальную площадь подошвы фундамента при заданной высоте hф определяют исходя из нормированного условия обеспечения жёсткости фундамента. Она заключается в том, что линия уступов или наклон граней фундамента, как правило, не должны отклоняться от вертикали на угол более 30°. Отсюда:

Amax= (b0+2•hф•tg300) • (l0+2•hф•tg300)

С учётом того, что tg30° = 0.577 , получим:

Amax = (b0+1.16•hф) • (l0+1.16•hф)

где hф - высота фундамента (расстояние от обреза фундамента до его подошвы); b0 и l0- ширина и длина над фундаментной части опоры в плоскости обреза фундамента.

Amax = (3,2 +1,16•6,5)•(10,4 + 1,16•6,5)= 10,74•17,94 = 192.68м2 123 м2

Для окончательного определения размеров подошвы фундамента необходимо выполнить ряд дополнительных условий. Размеры фундамента определяются методом последовательных приближений. Требуемая площадь подошвы фундамента в первом приближении может быть определена по формуле:

где ,-расчётная вертикальная сила по обрезу фундамента (без учёта веса фундамента и грунта на его уступах), мН; R - расчётное сопротивление грунта основания, мПа. В первом приближении R можно подсчитать по формуле

R = 1.7 • { R0 • [l + k1 • (b - 2)]+ k2 • • (d - 3)}

при b - 3.2 м; ср - средний удельный вес кладки фундамента и грунта на его уступах; в работе разрешено принять ср = 0,02 мН/м3; f -коэффициент надёжности временной подвижной нагрузки; - коэффициент, приближённо учитывающий действие момента, ср= 1.2; w - удельный вес воды, w = 0.01 мН/м3; hw - расстояние от уровня подземных вод или уровня меженных вод до подошвы фундамента.

R=1,7• {0,23(1+0,02• (3,2-2)]+1,5•0,02• (6-3)} = 0,56 МПа

 =1,1 • (4,30 + 1,00) + 1,14•4,80 = 5,83+5,47=11,30 мН

A=1,2•5,83+5,47 / 0,56-1,1•0,02•6.5 = 29,90 м2

Так как полученная величина А < Amах , то за расчётную площадь принимаем

Amin= А •1,25=37,38 м2

hф = 6,5 м lmin= 10,4 м bmin= Amin / lmin= 3,6 м

**3.3 Определение расчётного сопротивления грунта под подошвой фундамента**

Расчётное сопротивление нескального грунта под подошвой фундамента определяется по формуле:

где R0 - условное сопротивление грунта, b =0,25 МПа, b - ширина подошвы фундамента, м; d - глубина заложения фундамента, м; -осреднённое по слоям расчётное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, вычисленное без учёта взвешивающего действия воды, кН/м3, допускается принимать =0.02 кН/м3; k1 , k2 - коэффициенты, принимаемые по таблице 3.1.

R=1,7•{0,25•[1+0,02•(3,6-2)]+1,5•0,02•(6-3)} = 1,7•{0,25•(1,032)+0,09}= 0,348 МПа

**3.4 Проверка напряжений под подошвой фундамента (расчёт основания по 1 группе предельных состояний по прочности и устойчивости)**

Расчёт необходим для определения средних, максимальных и минимальных напряжений (давлений) на основание по подошве фундамента и сравнения их с расчётным сопротивлением грунта.

Pmax = Pm + Mu / W  1,2R\*

где Pm , Pmax , Pmin - соответственно среднее, максимальное и минимальное давление подошвы фундамента на основание, МПа; N1 - расчётная вертикальная нагрузка на основание с учётом гидростатического давления массы воды, если оно имеет место, мН; Mu - расчётный опрокидывающий момент относительно оси проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, мН • м ; А- площадь подошвы, м2 ; W- момент сопротивления по подошве фундамента, м3

I - длина подошвы фундамента; b - ширина подошвы фундамента; R - расчётное сопротивление грунта под подошвой фундамента, МПа, определяется с учётом принятой ширины и глубины его заложения; с - коэффициент условий работы, принимается равным 1,2; п - коэффициент надёжности по назначению сооружения, принимается равным 1,4.

В работе в целях уменьшения трудоёмкости разрешается провести расчёты на нагрузку N1 и момент Mu :

Nl=(P0+Pw+Pf+Pq)+ f.Pk

где Pf, Pq - соответственно нагрузки от веса фундамента и грунта на его уступах (с учётом взвешивающего действия воды, если оно имеет место), мН; Pw - нагрузка от веса воды, действующей на уступы фундамента (учитывается, если фундамент врезан в водонепроницаемый грунт), мН; hф - высота конструкции фундамента, м. В курсовой работе допускается определять:

Pf+Pw+Pq = А\*hф\* с

где ср = 0,02 мН/м3

Производим расчёты:

N1=(P0+ Pп +А • hф • ср )+ f • Pk

N1 =(4.30+1,0 + 37,38• 6,5• 0,02) + 1,14• 4,80 = 15,632 мН

PM = N1 / Amin =15,632 / 37,38 = 0,418 МПа

R\*= R/п =0,348 / 1,4 = 0,42 МПа

R\*≥ PM

Условие выполняется.

Ми =l,l•0,48(l,l + 6,4 + 6,5) = 0,528 •14,0=7,392 мНм

W = 10,4 • 12,96 / 6 =22,464м3

0,418+7,392 / 22,464 1,2• 0,42

0,75>0,504 --- условие не выполняется ,

Значит, примем b=7м и произведем перерасчет

W = 10,4 • 49,0 / 6 =84,933м3

0,418+7,392 / 84,933 1,2• 0,42

0,503<0,504

Условие выполняется.

Pmin = 0,418 – 0,087 = 0,33 Мпа >0

Условие выполняется.

**3.5 Расчёт на устойчивость положения фундамента**

Расчёт на устойчивость фундамента обычно производят для устоев мостов и в случаях, когда равнодействующая сил по подошве фундамента выходит за пределы ядра сечения. В курсовой работе с методологической целью выполняется расчёт на опрокидывание и на сдвиг по подошве. Расчёт на устойчивость против опрокидывания производится по формуле:

Ми / *M2 ≤ с* / *п*

*с* / *п* = 0,8 / 1 = 0,8

где M2 - предельный удерживающий момент, определяемый по формуле:

M2 = b/2 • {0,9•[ P0+ Pп +(А • hф • ср )]+ f • Pk }

где 0,9 - коэффициент перегрузки, уменьшающий воздействие сопротивляющихся опрокидыванию сил; ус - коэффициент условий работы, для фундаментов на нескальных основаниях принимаем с = 0,8; п - 1 - коэффициент надёжности по назначению сооружения. Производим расчёты:

Mz=3,2/2• {0,9• [4,3 + 1,0 +( 37,38•6,5•0,02)]+ 1,14•4,8O)=22,51 мН• м

Ми / M2 =7,392 / 22,51 = 0,328 < 0,8 –

Устойчивость фундамента на опрокидывание обеспечена.

Расчёт на устойчивость против сдвига производится по формуле:

Q -расчётная сдвигающая сила:

Q = 1.1 • T

Q =м•{0,9•[ P0+ Pп +(А • hф • ср )]+ f • Pk },

где Q - предельная удерживающая сила; м - коэффициент трения, принимаем равным - 0,25; с -коэффициент условий работы, с = 0,9; n-1 - коэффициент надёжности по назначению сооружения.

Производим расчёты: Q = 1,1• 0,48 = 0,528

Qz= 0,25• 14,07 = 3,518

0,528 / 3,518 = 0,15 < 0,9

Устойчивость фундамента на сдвиг обеспечена

**3.6 Расчёт осадки фундамента при наличии водотока**

Метод послойного суммирования рекомендуется для расчёта осадок фундаментов. Величина осадки фундамента определяется по формуле:

где - безразмерный коэффициент, равный 0,8; - среднее вертикальное (дополнительное) напряжение в i-M слое грунта; hi и Ei - соответственно толщина и модуль деформации i- го слоя грунта; п - число слоев, на которые разбита, сжимаемая толща основания.

Техника расчёта:

1. Сжимаемую толщу грунта, расположенную ниже подошвы фундамента, разбиваем на элементарные слои толщиной hi , где b – ширина подошвы фундамента. Границы элементарных слоев должны совпадать с границами слоев грунта и уровнем подземных вод. Глубина разбивки должна быть примерно равна 3\*b.

2. Определяем значения вертикальных напряжений от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента и на границе каждого подслоя.

Где - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента,

 = d\* *';* ';

удельный вес грунта i-го слоя; hi -толщина i-го слоя грунта; '- среднее значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод или ниже воды в реке, но выше водоупора, следует определять с учётом взвешивающего действия воды. В водоупоре напряжение от собственного веса грунта в любом горизонтальном сечении определяют без учёта взвешивающего действия воды.

Водоупором принимают слой суглинка или глины с *I1* 0.25.

По результатам расчёта строим эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта

3. Определяем дополнительное (к природному) вертикальное напряжение в грунте под подошвой фундамента по формуле:

=Pm11-

Среднее давление на грунт от нормативных постоянных нагрузок:

N11=P0+Pn+Pf+Pq+Pw

Значения ординат эпюры распределения дополнительных вертикальных напряжений в грунте вычисляются по формуле:

*=*

где - коэффициент, принимаемый по таблице в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, равной

Вычисления и для любых горизонтальных сечений ведутся в табличной форме. По полученным данным *сгщ* и *a* zp строятся эпюры.

4. Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи (В. С.). Она находится на горизонтальной плоскости, где соблюдается условие:

5. Определяем осадку каждого слоя основания по формуле:

где = 0.8 - безразмерный коэффициент для всех видов грунтов; - - среднее дополнительное вертикальное напряжение в i - м слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней и нижней границах слоя, толщиной hi.

Осадка основания фундамента получается суммированием величины осадки каждого слоя в пределах HC- Она не должна превышать предельно допустимой осадки сооружения данного типа, определяемой по формуле:

где Su - предельно допустимая осадка, см; lр - длина меньшего примыкающего к опоре пролёта, м.

Затем следует выполнить проверку условия:

SSU

*Выполним расчёты:*

Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса опоры по обрезу фундамента Ро = 4,3 МН ; расчетный пролет для примыкающих к опоре пролетных строений Lp = 33 м; нормативная вертикальная нагрузка на опору от пролетных строений Рп = 1 МН ; глубина водотока 2 м; возможная глубина размыва грунта — 0,5 м.

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Но- | Наименова- | Мощ- | Удель- | Удель- | Коэф- | Пока- | Модуль |
| мер | ние | ность | ный вес | ный вес | фициент | затель | дефор- |
| слоя | грунта | слоя, | частиц | грунта | порис- | теку- | мации |
|  |  | м | грунта | Y, кН/м3 | тости | чести | *Е,* |
|  |  |  | Ys кН/м3 |  | *е* | Il | МПа |
| I | глина | 2,8 | 27,5 | 19,5 | 0,82 | 0,61 | 13,0 |
|  | мягкоплас- |  |  |  |  |  |  |
|  | тичная |  |  |  |  |  |  |
| II |  глина  | 7,4 | 27,4 | 19,8 | 0,73 | 0,3 | 20,0 |
|  | тугоплас- |  |  |  |  |  |  |
|  | тичная |  |  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |  |  |  |
| III | песок | ~10 | 25,8 | 18,4 | 0,54 | --- | 37,0 |
|  |  |  |  |  |  |  |  |

Определяем полную вертикальную расчетную нагрузку Nn по подошве фундамента. Нагрузка по обрезу фундамента

N = po + рп = 4,3+1 = 5,3 МН .

Поскольку фундамент врезан в водопроницаемый грунт, учитывается взвешивающее действие воды на фундамент. Тогда при удельном весе материала фундамента (бетон) во взвешенном состоянии

уsЬф = уь - yw = 24 - 10 =14 кН/м3, получим

Рф = 14 • (2,2 • 3 • 10,4 + 3,2 • 3,5 • 10,4) = 2591,68 кН

Так как фундамент находится в водопроницаемом и водонасыщенном грунте, то вода не будет оказывать давление на уступы фундамента Рв = 0.

Давление суглинка на нижние уступы фундамента определяется с учетом взвешивающего действия воды

Рr= 1,5 • 7,88 • 0,5 • 10,4 • 2 = 122,93кН.

Так как суглинок находится во взвешенном состоянии, то его удельный вес

Ysb= ( 27,5-10)/(1,4+0,82) = 7,88 кН/м3.

Полная вертикальная расчетная нагрузка по подошве фундамента:

N11= 5300 + 2591,68 + 122,93 = 8014,61 кН ~ 8,02 MH.

Среднее давление под подошвой фундамента

P = N11 / А = 8,02 / (3,2 • 10,4) = =0,24 МПа = 2,4 кгс/см2.

Слева от оси фундамента строится в масштабе эпюра вертикального напряжения от собственного веса грунта. Она начинается на уровне дна водотока (без учета размыва). Таким образом, напряжение на кровле слоя суглинка равно нулю, а на уровне его подошва

 = 7,88 • 2,8 = 22,06 кН/м2 = 0,022 МПа

Напряжение σzgoна уровне подошвы фундамента

σzgo=σ`zgi + Ysb2 • *h'ф*

здесь

Ysb2 = ( 27,4 -10 ) / ( 1,4+ 0,73 )=8,17 кН/м3

удельный вес песка во взвешенном состоянии;

h'ф = 2,2 м — заглубление фундамента в слой глины.

Отсюда

σzgo = 22,06 + 8,17 • 2,2 = 40,03 кН/м3 = 0,04 МПа.

Напряжение σ'gz,b уровне подошвы слоя глины

σ 'zg2 = σzgl + Ysb2 • h2 = 22,06 + 8,17 • 7,4 = 82,52 кН/м3 = 0,083 МПа.

Эпюра напряжения σzg на кровле глины (водоупор) имеет скачок и определяется по формуле

σ''gz = Y*1*• h1+Y*W* • hW + Y*2*• h2

σ''gz =19,5• 2,8 +10•2 + 19,8•7,4= 221,12 кН/м3 = 0,221 МПа.

На глубине 3,6 м от кровли песка

σg3 = 221,12 +16,05 • 3,6 = 278,9 кН/м3 = 0,279 МПа.

Ysb3 = 7,88 + 8,17 = 16,05кН/м3

Далее эпюра σzg может быть построена продлением ограничивающий эпюру прямой, как и в рассматриваемом ранее случае.

По аналогии строится эпюра 0,2 σzg справа от оси Z в масштабе.

Строится эпюра σzg дополнительных вертикальных напряжений.

Ширина фундамента b = 3,2 м, тогда максимальная толщина элементарного слоя h. < 0,4• 4 = 1,6 м. Принимаем толщину элементарных слоев равными 1,2 м.

Дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента

σzpo **=**Pm **-**σzgo **=** 0,418 – 0,04 = 0,414 МПа.

Коэффициент η=L/b=10,4/3,2= 3,25.

В рассматриваемом примере нижняя граница сжимаемой толщи B.C., получилась практически на середине 6-го элементарного слоя.

Средние дополнительные напряжения определяются в1-6 слоях, т.е. в пределах Нс =5,8м.

Так же, как и в разделе 1, определяются осадки Si, отдельных слоев в пределах от подошвы фундамента до B.C. и суммарная осадка S = 5,7 см.

Поскольку величина расчетного пролета не изменилась, то

*Sдоп =1,5*•√Lp= 1,5•5,74=8,62 см

В результате имеем *S* = 5,7 см < *Sдоп* = 8,62 см.

Таким образом, расчет по II второй группе предельных состояний (по величине осадки) удовлетворяет требованиям СНиП 2.05.03\*. «Мосты и трубы» и изменение размеров фундамента не требуется.

В том случае, если условие S < Sдоп не выполняется необходимо изменить размеры фундамента: увеличить глубину заложения или размеры в плане и повторно выполнить расчет осадки.

Таблица № 3

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Помер | Глуби- | Толщи | Коэф- | Коэф- | Допол- | Сред- | Мо- | Осад- |
| элемен- | **на *Zi* ОТ** | на слоя | фи- | фи- | тельное | нее до- | дуль | ка |
| тарно- | подош- | ***hi,* м** | циент | циент | напря- | полни- | дефор- | слоя |
| го слоя | вы фун |  | ξ=2z/b | α | жение | тельное | мации | Si*,m* |
|  | дамен- |  |  |  | σzp, на | напря- | *Е,* |  |
|  | та, м |  |  |  | глуби- | жение в | МПа |  |
|  |  |  |  |  | не z, | слое σpi σzp σzp |  |  |
|  |  |  |  |  | МПа | МПа |  |  |
|  | 0,00 |  | 0,00 | 1,000 | 0,414 |  |  |  |
| 1 |  | 1,2 |  |  |  | 0,392 | 35,0 | 0,005 |
|  | 1,2 |  | 0,75 | 0,890 | 0,370 |  |  |  |
| 2 |  | 1,2 |  |  |  | 0,330 | 35,0 | 0,006 |
|  | 2,4 |  | 1,5 | 0,694 | 0,290 |  |  |  |
| 3 |  | 1,2 |  |  |  | 0,245 | 35,0 | 0,0046 |
|  | 3,6 |  | 2,25 | 0,489 | 0,200 |  |  |  |
| 4 |  | 1,2 |  |  |  | 0,175 | 23,0 | 0,005 |
|  | 4,8 |  | 3,0 | 0,364 | 0,150 |  |  |  |
| 5 |  | 0,4 |  |  |  | 0,140 | 23,0 | 0,0036 |
|  | 5,2 |  | 3,25 | 0,310 | 0,130 |  |  |  |
| 6 | 5,8 | 0,6 | **(B.C.)** | 0,285 | 0,118 | 0,050 | 23,0 | 0,0026 |
|  | 6,4 |  | 4,0 | 0,248 | 0,100 |  |  |  |
| 7 |  | 1,2 |  |  |  |  |  |  |
|  | 7,6 |  | 4,75 | 0,199 | 0,080 |  |  |  |
| 8 |  | 1,2 |  |  |  | ∑Si=S= | 0,057 м | = 5,7 см |
|  | 8,8 |  | 5,5 | 0,163 | 0,070 |  |  |  |
| 9 |  | 1,2 |  |  |  |  |  |  |
|  | 10,0 |  | 6,25 | 0,129 | 0,050 |  |  |  |
| 10 |  | 1,2 |  |  |  |  |  |  |
|  | 11,2 |  | 7,0 | 0,105 | 0,040 |  |  |  |
| 11 |  | 1,2 |  |  |  |  |  |  |
|  | 12,4 |  | 7,75 | 0,086 | 0,035 |  |  |  |
| 12 |  | 1,2 |  |  |  |  |  |  |
|  | 13,6 |  | 8,5 | 0,075 | 0,030 |  |  |  |
| 13 |  | 1,2 |  |  |  |  |  |  |
|  | 14,8 |  | 9,25 | 0,063 | 0,026 |  |  |  |
| 14 |  | 0,4 |  |  |  |  |  |  |

**4. Проектирование свайного фундамента**

**4.1 Определение глубины заложения и предварительное назначение размеров ростверка**

На водотоке, при глубине менее 3м следует проектировать свайный фундамент с низким ростверком.

Плита, объединяющая группу свай в единую конструкцию, называется ростверком. Обрез низкого ростверка располагается так же, как и обрез фундамента мелкого заложения на естественном основании.

Подошва низкого ростверка располагается:

в непучинистых грунтах - на любом уровне;

в пучинистых грунтах - на глубине менее *d*fn *+* 0.25 м

в русле реки - ниже линии местного размыва.

Минимальная толщина ростверка hp = 1.5 м. Допускается заделка свай в ростверк не менее 0,15 м при условии остальной заделки выпуском продольной арматуры (длина заделки должна быть не менее 30 диаметров арматуры при арматуре периодического профиля и не менее 40 диаметров арматуры при арматуре гладкого профиля. Диаметр продольной арматуры квадратных свай от 12 до 32 мм). В курсовой работе допускается заделка свай в ростверк на 2 диаметра (стороны сваи).

Размеры ростверка по верху определяются размерами надфундаментной конструкции (нормы уширения ростверка по обрезу «С» такие же, как для фундамента на естественном основании); по низу - площадью для размещения свай. При необходимости развития подошвы ростверка (по сравнению с площадью по обрезу) оно осуществляется уступами высотой hy = 0,7 - 2,0 м и шириной не более 0,5 • hy.

Сборные железобетонные ростверки фундаментов мостов проектируются из бетона марки не ниже В25, монолитные - не ниже В15.

Принимаем глубину заложения подошвы ростверка - 3,2 м от поверхности воды, площадь-0,16 м2, высоту ростверка - 2,7 м.

**4.2 Длина и поперечное сечение свай**

В курсовой работе рекомендуется применять забивные железобетонные сваи сплошного квадратного сечения. Длина сваи определяется положением подошвы ростверка и кровли прочного грунта, в который целесообразно заделывать сваи. Слабые грунты, пески рыхлые и глинистые грунты с показателем текучести IL 0.5 должны прорезаться сваями. Заглубление свай в грунтах, принятых за основание, должно быть:

при крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песках, а также глинистых грунтах с показателем текучести

IL < 0.1 - не менее 0,5 м;

при прочих нескальных грунтах - не менее 1,0 м.

Глубина погружения сваи от поверхности грунта не должна быть менее 4 м. Наиболее распространены в практике мостостроения сплошные сваи сечением от 30x30 до 40x40 см. Принимаем для проектирования сплошные железобетонные квадратные сваи сечением 40 х 40 см с рабочей длиной 16м.

**4.3 Определение расчётной несущей способности сваи**

При небольших горизонтальных и низких ростверках сваи, как правило, размещаются вертикально. Расчётную несущую способность сваи (расчётное сопротивление) определяют по прочности материала и прочности грунта. Для дальнейших расчётов принимаем меньшее полученное значение. Расчёт висячих свай по материалу, как правило, не требуется, поскольку несущая способность по материалу обычно больше, чем по грунту.

Значения fi и R находим по таблицам 4.1 и 4.2 в зависимости от глубины z, расположения середины соответствующего слоя грунта (для /,) или от глубины Z0 погружения нижнего конца сваи (для R). Глубина z отсчитывается от природной поверхности грунта на суходоле. Величина fi:hi в формуле берётся по всем слоям грунтов, пройденных сваей. При этом пласты грунтов под подошвой ростверка следует расчленять на однородные слои с hi < 2 м.

Производим расчёты:

наружный периметр сваи и = 0,4 • 4 = 1,6 м

расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи по таблице 4.1 R = 2,92 МПа расчётное сопротивление слоев грунта по таблице 4.1:

f1 = 0.026 МПа

f 2 =0.048 МПа

fз = 0.056 МПа

f4 = 0.060 МПа

f5 = 0.063 МПа

f6 = 0.046 Мпа

f7 = 0.048 Мпа

f8 = 0.050 Мпа

f9 =0.051 Mпа

Расчётное сопротивление по грунту:

*Fd =A* •R+U•∑fi•hi

=0,16•2,92+1,6•(0,026•1,6+0,048•2+0,056•2+0,06•2+0,063•1,4+0,046•2+0,048•2+0,05•2+0,051•1 ) =1,7424

определение числа свай, их размещение и уточнение размеров ростверка.

Определяется расчётная нагрузка, допускаемая на сваю:

где - коэффициент надёжности, для фундаментов мостов при низком ростверке висячих сваях если Fd определена расчётом = 1,4

F=1,742/1,4=1,24

Количество свай определяется по формуле:

0

где N1 - расчётная нагрузка, передаваемая на сваю, определяемая в общем случае по формуле:

N1=1.1•( *P0+Pn+Amin*• *hрост* •*ср )+*

где Рр - вес ростверка; остальные обозначения те же, что и при расчёте фундамента на естественном основании; - коэффициент, приближённо учитывающий перегрузку отдельных свай от действующего момента, принимается равным 1,2 . В курсовой работе допускается определять: ср = 0,02 МН/м3

N1 =1,1• (4,3 + 1 + 33,3•2,7•0,02) + 1.14•4,8 = 13,28

n=η• N1 / F = 1,2•13,28 / 1,24 = 12,85 ≈ 13 свай.

Полученное кол-во свай умножим на 1,3 и получим ≈ 20 свай.

Расстояние от края подошвы ростверка до ближнего края первой сваи должно быть не менее 0,25 м. Расстояние между осями вертикальных свай должно быть не менее 0,3 • d и не более 0,6 • d , где d - размер поперечного сечения сваи. После размещения свай в плане окончательно назначают размеры ростверка.

Принимаем Amin =33,3 м2  bmin =3,2 мlmin =10,4 мymin =1,15 м =yi

**4.5 Проверочный расчёт свайного фундамента по несущей способности (по первому предельному состоянию)**

Обычно проверяют расчётную нагрузку на крайнюю сваю со стороны наибольшего сжимающего напряжения.

При этом распределение вертикальных нагрузок между сваями фундаментов мостов определяют расчётом их как рамной конструкции. В курсовой работе разрешается проверить фактическое усилие в свае Fфакт с учётом действия по заданию одной горизонтальной силы T (в плоскости вдоль моста) по следующей упрощённой методике:

Fфакт=

где Mu - расчётный момент в плоскости подошвы ростверка от сил торможения, определяется по формуле *Mu* =1.1\**T\**(1.1 + h0 *+hp), hp* высота ростверка; умах-расстояние от главной центральной оси инерции подошвы фундамента до оси крайнего ряда свай в направлении действия момента M11 (в плоскости вдоль моста); уi - расстояние от той же оси до оси каждой сваи в фундаменте; n-число свай; N1 -полная расчётная вертикальная нагрузка с учётом веса свай, определяемая по формуле:

N1 / n = 1,1•( 4,3+ 1+33,3•2,7•0,02+20•0,16•16•0,024 ) +5,472 / 20 =0,73

Mu • ymin /∑ yi 2 • n= 1,1 • 0,48 • (1,1 + 6,4 + 2,7) • 1,15 / (1,15) 2•20 = 0,23

Fфакт=0,73+0,23=0,96

Если условие Fфакт F не удовлетворяется, то необходимо пересчитать несущую способность сваи, увеличив её длину или поперечное сечение.

0,96<1,24

Условие Fфакп F выполняеся

**4.6 Расчёт свайного фундамента как условного массивного**

Первоначально определяют границы условно массивного фундамента. Для этого находим средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунтов т, пройденных сваями:

b`=2• ymax =2•1,15=2,3

by = b`+2 lp•tgϕm=2,3+2•16•0,11=5,86

ly = l`+2 lp•tgϕm=10,8+2•16•0,11=14,32

где i - расчётные значения углов внутреннего трения отдельных пройденных сваями слоев грунта; hi -толщина этих слоев; ly и bу - длина и ширина условного массивного фундамента;

Проверка напряжений по подошве условного фундамента производится по формулам Pm ≤R

Pm = 1,1•[ Po+ Pn+ by• ly•( lp+ hрост ) •0,02] + f-Pk/ by• ly=

=1,1•[4,3+1+5,86•14,32•(16+2,7) •0,02]+5,47 / 5,86•14,32=0,51

Ry =1,7•{Roy•[1+ K1 •(by-2)] + K2•0,02(lp+ hрост -3)} / 1,4=

=1,7•{0,3•[1+0,02•(5,86-2)]+1,5•0,02•(16+2,7-3)} / 1,4=0,96

0,51<0,96 -- Условие выполняется.

R - расчётное сопротивление грунта в уровне подошвы условного массивного фундамента; lр - расстояние от подошвы низкого ростверка до нижних концов свай, без учёта острия; k - коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного ниже подошвы фундамента, и принимается по таблице 4.3; cb - коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента, кН/м3, при d 0 м cb =10k; при d>10м-cb=k-d.

Произведём проверку:

Pmax = Pm+6• ly (3•[1,1•T•( 1,1+ho+ lp+ hрост )] +2T• hрост ) / ly•( lp+ hрост ) •( hрост)\*4+(3 ly)\*4 ≤ 1,2• Ry

Pmax =0,51+6•14,32(3•[1,1•0,48(1,1+6,4+16+2,7)]+2•0,48•2,7/5,86•2,842

+126151,76= 0,54

1,2• Ry = 1,2• 0,96 = 1,15

**5. Технология сооружения фундамента и техника безопасности**

**5.1 Основные положения**

Независимо от типа свай и оболочек, за исключением набивных и буровых, фундаменты сооружают по общей технологической схеме, состоящей из изготовления несущих элементов, погружения их в грунт и устройства плиты. При возведении фундаментов из набивных и буровых свай отпадают работы, связанные с погружением, поскольку их изготавливают в грунте.

Работы по сооружению фундаментов начинают с разметки (закрепления) на местности контура котлована и положения в плане несущих элементов. Затем погружают в грунт до проектной отметки сваи, срезают их верхнюю часть на проектной отметке, устанавливают арматуру и опалубку плиты и бетонируют её.

Практика строительства фундаментов показывает, что около половины затрат стоимости и труда связано с работами по устройству или погружению несущих элементов в грунт. Поэтому технология сооружения фундамента, по существу, определяется этим видом работ, оказывающим решающее влияние на способ и последовательность устройства крепления и разработки котлована, необходимость применения и конструкцию подмостей для установки на них и перемещения сваепогружающего оборудования, выбор типа крана для обслуживания всех операций и т. п.

Сваи погружают в грунт преимущественно при помощи молотов и вибраторов; значительно реже практикуют задавливание, установку в предварительно пробуренные скважины и другие методы.

Обычно для сокращения сроков строительства и повышения степени использования технологического оборудования (копров, молотов, вибропогружателей, кранов и т. п.) при минимальном его количестве работы одновременно производят на нескольких фундаментах: на первом бетонируют плиту, на втором погружают сваи, на третьем разрабатывают котлован.

**5.2 Устройство крепления**

Котлованы в шпунтовом ограждении устраивают: на открытых водотоках; на местности, не покрытой водой в неустойчивых и водоносных грунтах и в стеснённых условиях возведения опор вблизи действующих транспортных или других сооружений. Для шпунтовых ограждений в качестве материала используется дерево или прокатный металл специального профиля. Ограждения из деревянного шпунта применяют при глубине погружения его в грунт до 4-6 м при отсутствии в грунте включений, препятствующих погружению шпунта.

Шпунт следует изготовлять из леса хвойных пород не ниже 2-го сорта. При длине шпунта не более 3 м допускается применение шпунта из лиственных пород (берёзы, осины). Наилучшая форма гребня и паза шпунта - прямоугольная. Гребень треугольной формы применяют при толщине шпунта не более 8 см.

Для удобства погружения деревянный шпунт сплачивают в пакеты из двух-трёх шпунтин, скрепляемых скобами впотай через 100-150 см, а по концам -через 50 см. Скобы (диаметр 14-16 мм) забивают в шпунт под углом 45 градусов попеременно в противоположных направлениях. Головы шпунтин срезают перпендикулярно их продольной оси и объединяют бугелем прямоугольной формы, а концы заостряют на правильный клин длиной от одной (для тяжёлых грунтов) до трёх (для лёгких грунтов) толщин шпунта. Грань клина заострения со стороны гребня скашивают для обеспечения плотного прижатия забиваемого пакета к ранее забитому. Забивку шпунта всегда ведут гребнем вперёд. Направляющие для забивки шпунта рекомендуется прикреплять к маячным сваям, размещаемым снаружи шпунтовой стенки, через 2-3 м по её длине и к одной из угловых шпунтовых свай, забиваемой одновременно с маячными. Остальные угловые шпунтовые сваи погружают по ходу забивки ограждения. Внутренние направляющие прикрепляют к маячным сваям через деревянные прокладки, удаляемые по мере забивки шпунта. Перед снятием прокладки направляющие прикрепляют к ближайшей забитой шпунтовой свае. Шпунт погружают в грунт сваебойными молотами или с помощью вибропогружателей.

**5.3 Разработка котлована**

Разрабатывать грунт в котлованах, устраивать в них фундаменты и засыпать пазухи грунтом нужно без нарушения несущей способности грунта основания и в предельно сжатые сроки. При выполнении работ зимой необходимо принимать меры против промерзания грунта в основании. В зависимости от гидрогеологических условий грунт в котлованах разрабатывают механическим или гидромеханическим способом. Разработка грунта в котлованах ручным способом допускается как исключение на работах с весьма небольшим объёмом, а также при зачистке дна котлована перед кладкой фундамента. Для разработки грунта в котлованах используют одноковшовые экскаваторы, которые открывают котлован с недобором до проектной отметки 30 см, и скреперы, бульдозеры и многоковшовые экскаваторы с недобором не менее 10 см. Окончательную зачистку дна котлована выполняют ручным способом перед кладкой фундамента. При разработке котлована в скальных грунтах после удаления разрушенного слоя подошву котлована необходимо освидетельствовать отстукиванием и, удалив каменную мелочь, промыть сильной струёй воды, а в холодное время продуть сжатым воздухом.

**5.4 Погружение свай**

Для удержания в заданном положении, в пространстве свай в процессе их погружения в грунт применяют направляющие устройства. К таким устройствам относят копры, направляющие стрелы, подвешиваемые к кранам разных конструкций, каркасы и кондукторы.

Копер представляет собой сборно-разборную конструкцию, состоящую из направляющей стрелы подкосов и рамы, на которую установлены приводные лебёдки, предназначенные для подъёма и установки на место сваи, молота или вибропогружателя. В копрах простейшей конструкции направляющая стрела закреплена неподвижно. В более совершенных стрелу можно наклонять назад, вперёд и в стороны, обеспечивая тем самым возможность погружения свай в наклонном положении. Применяемые строительными организациями копры являются узкоспециализированным оборудованием, предназначенным для погружения свай. При небольшом количестве свай или в случае отсутствия копров для погружения свай могут быть использованы направляющие стрелы, навешиваемые на кран. Направляющий каркас представляет собой плоскую или пространственную жёсткую неизменяемую конструкцию с ячейками для установки в них свай. Расположение направляющих ячеек в плане каркаса соответствует размещению свай в фундаменте. В зависимости от количества свай, их размеров и требуемой точности расположения в плане применяют деревянные и стальные каркасы. На суше и на водоёмах глубиной до 5 м сваи в заданном положении удерживают при помощи копров и направляющих стрел, подвешиваемых к кранам. На водотоках глубиной свыше 5 м для фиксирования свай, как правило, используют направляющие каркасы различных конструкций. После установки и закрепления в проектном положении направляющего каркаса или кондуктора приступают к работам, непосредственно связанным с погружением в грунт свай.

*Забивка свай молотами.*

Сущность этого способа заключается в осаживании в грунт погружаемого элемента - сваи воздействием ударов, производимых молотами. Способом забивки в отечественной практике фундаментостроения погружают в разные грунты сваи диаметром до 1 м на глубину до 30 м, а иногда и больше. В настоящее время применяют подвесные, паровоздушные и дизельные молоты. Погружение свай прекращают после заглубления их низа в грунт до проектной отметки при условии, что величина погружения сваи от одного удара молота на последнем этапе забивки (именуемая отказом) будет равна или меньше полученной расчётом (расчётного отказа), который вычисляют в зависимости от заданной нагрузки на сваю. В период забивки свай ведут журнал, в котором отмечают технические характеристики применяемого молота, фактическую глубину забивки и величину (в мм) полученного отказа для каждой сваи.

*Вибропогружение*

Этот способ широко применяют при строительстве мостов и портовых сооружений для заглубления в нескальные грунты свай и шпунта. Для погружения железобетонных свай и шпунта используют низкочастотные вибропогружатели, совершающие до 800 колеб/мин, а для стальных свай и шпунта применяют высокочастотные вибропогружатели, имеющие более 1000 колеб/мин. Характерной особенностью вибропогружателей является их возможность погружать в грунты элементы, вес которых в 5-10 раз превышает вес погружающего механизма. Для молотов это соотношение находится примерно в диапазоне 0,8 - 1.

*Применение подмыва при погружении свай*

Подмыв (размыв) грунта под торцом и вдоль боковой поверхности погружаемых свай производят для облегчения их заглубления в грунт. В результате воздействия подмыва часто сопротивление грунта уменьшается настолько, что свая погружается только под действием собственного веса. Подмыв является вспомогательным средством, существенно облегчающим погружение свай в песчаные, песчано-гравелистые и слабые связные грунты. В плотных связных грунтах подмыв малоэффективен. Для подачи воды в зону размыва грунта используют стальные трубы внутренним диаметром от 37 до 131 мм, которые располагают вдоль погружаемой сваи внутри её или снаружи. Подмыв грунта значительно снижает их несущую способность. Поэтому подачу воды в подмывные трубы прекращают в момент, когда низ свай ещё недопогружен на 1 -2 м до проектной отметки, и дальнейшее их заглубление при отключенном подмыве.

**5.5 Устройство ростверка**

К сооружению плиты монолитной конструкции приступают после завершения работ по заглублению или устройству в грунте несущих элементов фундамента. В случае применения плиты сборной конструкции отдельные её части устанавливают в проектное положение до начала погружения свай, если такие элементы используют в качестве направляющих устройств. Независимо от положения по отношению к поверхности воды и грунта плиту сооружают по общей технологической схеме в следующей очерёдности выполнения основных работ:

ограждают котлован для производства по бетонированию плиты насухо;

удаляют из котлована грунт (при устройстве заглубленной плиты);

укладывают при необходимости водозащитную подушку на дно котлована;

откачивают воду из котлована;

срезают верхнюю часть свай, если это предусмотрено проектом;

устанавливают арматуру и опалубку плиты;

бетонируют плиту;

разбирают ограждение котлована.

В зависимости от конструкции плиты (сборная, монолитная), свойств грунтов и т. п. работы по устройству ограждения котлована и удалению из него грунта можно выполнять как до начала, так и после погружения несущих элементов фундамента.

Производство работ по сооружению заглублённой и незаглублённой в грунт плиты имеет различие только в методах устройства и конструкции ограждения котлованов. Остальные работы для фундаментов обоих типов выполняют одними и теми же приёмами и оборудованием.

Следует отметить, что заглублённые в грунт плиты сооружают с использованием таких же конструкций ограждений котлованов и методов их устройства, какие применяют при возведении фундаментов мелкого заложения.

Для устройства ограждений котлованов плит, возвышающихся над дном водотока, используют бездонные ящики, шпунт, перемычки разных конструкций, а также железобетонные элементы фундаментов. Ограждения из деревянных элементов применяют в тех случаях, когда это допустимо по условиям прочности и устойчивости. Стальные перемычки и шпунт используют, как правило, в качестве инвентаря строительной организации. Железобетонные ограждения, являющиеся составной частью плиты, применяют при экономической целесообразности такого конструктивного решения.

Распорные крепления деревянных и стальных ограждений проектируют таким образом, чтобы они одновременно являлись бы и направляющими устройствами для погружаемых свай.

**5.6 Техника безопасности**

Сложность условий производства работ при сооружении фундаментов, опасности, связанные с нарушением технологии таких работ, использование современных землеройных, сваебойных и других машин предъявляют повышенные требования к соблюдению правил техники безопасности в фундаментостроении.

Необходимо иметь ввиду, что к работам, связанным со строительством фундаментов, могут допускаться только лица, изучившие и сдавшие экзамены по специальным разделам техники безопасности. Знание правил должно проверяться специальными комиссиями не реже одного раза в год. Следует учитывать, что безопасность работ прежде всего зависит от выполнения обоснованных расчётами требований прочности, устойчивости формы и положения и надёжности в работе элементов основных и вспомогательных конструкций, а также используемого оборудования (копров, кранов, плавучих средств и др.). Начинать организацию работ и подготовку рабочих мест при всех способах работ необходимо с устройства ограждений, защитных приспособлений и других мероприятий, гарантирующих безопасность работающих. При всех условиях грузоподъёмное и такелажное оборудование должно отвечать требованиям Гостехнадзора, а котлы, воздухосборники и трубопроводы -требованиям Котлонадзора. Основные положения и требования техники безопасности в конкретных условиях строительства должны быть отражены в проекте организации строительства фундаментов. При сооружении фундаментов в акваториях все суда, плавучие краны и другие плавучие средства должны иметь свидетельства, подтверждающие их водоизмещения и устойчивость. Использование льда в качестве основания для перемещения грузов должно подтверждаться расчётом. Перед выполнением любых земляных работ (разработка котлованов, погружение свай, опускание колодцев, бурение скважин и др.) необходимо убедиться в отсутствии коммуникаций на участках разработок (электрокабелей, газопроводов, водопровода и пр.) или принять меры к их сохранению и безопасности производства работ (отключить энергию или воду, обеспечит аккуратность раскопок и подвешивание коммуникаций и др.). При всех способах работах опасные для людей участки должны быть огорожены и оборудованы предупредительными сигналами. Прочность и надёжность ограждений и креплений котлованов должны быть рассчитаны и проверяться в процессе работ. Краны и копры и другое оборудование нельзя располагать ближе границы призмы обрушения, если это не предусматривается проектом и не подтверждено расчётом. Строповку блоков фундаментов при установке их кранами следует выполнять при помощи монтажных петель или специальных траверс и строповочных устройств, проверенных расчётом. Поднимать и опускать блоки без рывков, причём в начале подъёма необходимо убеждаться в надёжности строповки. Особое внимание должно быть уделено устойчивости положения башенных и других самоходных кранов, а также прочности подкрановых путей. Монтажные работы ночью допускаются только при хорошем искусственном освещении. При взрывных работах в котлованах необходимо выполнять специальные требования. Особое внимание при свайных работах должно быть уделено обеспечению прочности и устойчивости копров, кранов, направляющих каркасов, а также надёжному закреплению молотов и вибропогружателей. Нельзя находиться под подвешенными агрегатами. Во время перерывов в работе сваебойные агрегаты должны быть опущены и установлены на настил. Не разрешается передвигать или поворачивать копер при подвешенном молоте. Нельзя подтягивать сваи копровым тросом к копру по горизонтали на расстояния больше 6 м.

**6. Технико-экономическое сравнение вариантов фундамента**

Ведомость объёмов основных работ и стоимости вариантов фундаментов.

Таблица № 4

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Наименование работ и формула подсчёта объёмов работ  | Объём работ  | Стоимость, руб.  |
| Единица измерения  | количество  | единичная  | Общая  |
| Вариант № 1, фундамент на естественном основании  |
| Ограждение из деревянного шпунта(3,8 + 12)\* 2  | м2 стенки  | 31,6  | 64  | 2023 |
| Механизированная разработка котлована без водоотлива(3,8x12x5)  | м3  | 228 | 12  | 2736 |
| Бетонная кладка фундамента (3,8x12x4,75)  | м3  | 217 | 320  | 69312 |
| итого  |  |  |  | 74071 |
| Всего бетонной кладки  | м3  | 217 |  |  |

Таблица № 5

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | Объём работ  | Стоимость, руб.  |
| Наименование работ и формула подсчёта объёмов работ  | Единица измерения  | количество  | единичная  | Общая  |
| Вариант № 2, свайный фундамент  |
| Ограждение из деревянного шпунта | м2 стенки  | 23,85  | 64  | 1527 |
| (3,8 + 12)\*1,51  |  |  |  |  |
| Механизированная разработка котлована без | м3  | 69 | 12  | 827 |
| водоотлива |  |  |  |  |
| (3,8x12x1,51)  |  |  |  |  |
| Сваи железобетонные, с забивкой с земли | м3  | 17,6  | 640  | 11264  |
| 0,4\*0,4\*11\*1О  |  |  |  |  |
| Бетонная кладка  | м3 | 6,84  | 320  | 2189 |
| 3,8x12x0,15  |  |  |  |  |
| Итого:  |  |  |  | 15807 |
| Всего бетонной кладки:  |  | 6,84 |  |  |

Таблица № 6

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| показатели  | Единица измерения  | Номер варианта  |
| 1  | 2  |
| Строительная стоимость  | руб  | 74071 | 15807 |
| Объём бетонной кладки  | м3  | 217 | 6,84 |

**Список использованной литературы**

1. «Основания и фундаменты» рабочая программа и задание на курсовую работу с методическими указаниями для студентов IV курса. 2002 г.

2. M.H. Гольдштейн, А.А. Царьков, И.И. Черкасов «Механика грунтов, основания и фундаменты» 1981 г.

3. В.А. Зурнаджи, В.В. Николаев «Механика грунтов, основания и фундаменты» 1967 г.

4. Справочник «Строительство мостов» 1975 г.

5. Н.М. Глотов, К.С. Завриев, Г.С. Шапиро «Основания и фундаменты» 1969г.