Министерство образования и науки Украины

Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет

Кафедра мостов, конструкций и строительной механики

**Курсовая работа**

'' Фундаменты мелкого заложения и свайные фундаменты''

по дисциплине '' Основания и фундаменты ''

Выполнил: ст. гр.

Проверил: доц. Кривоносов Ю.Ф.

**Харьков 2003**

**СОДЕРЖАНИЕ**

1. Проектирование фундамента мелкого заложения.

1.1 Обработка физико–механических характеристик грунтов и оценка грунтовых условий.

1.2 Проверка прочности перереза по обрезу фундамента.

1.3 Проверка несущей способности основания на равные подошвы фундамента.

2. Проектирование фундамента глубокого заложения.

2.1 Выбор типа и материала свай.

2.2 Назначение размеров низкого свайного ростверка и нагрузок на него.

2.3 Оценка грунтовых условий и назначения длины свай.

2.4 Определение несущей способности сваи.

2.5 Определение количества свай и расположение их в ростверка.

2.6 Определение расчетной вертикальной погрузки на срез.

2.7 Определение заказанной длины свай.

2.8 Проверка свайного фундамента как условного сплошного.

2.9 Определение оседания свайного фундамента.

Расчеты к проведению работ по сооружению свайного фундамента.

Литература.

**1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ**

**1.1 Обработать данные физико-механических характеристик грунтов и оценить грунтовые условия**

В задаче на выполнение курсовой работы задаются такие нормативные физико-механические характеристики пластов грунтов площадки строительства: удельный вес грунта γ (кН/м3), удельный вес материала частиц грунта γs (кН/м3), влажность грунта на границе текучести и раскатывание WL и WP, естественная влажность W, удельное сцепление Cn (кПа), угол внутреннего трения ϕn (град).

Все расчеты основ должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунта X, определенных за формулой



где XП – нормативное значение данной характеристики;

γg – коэффициент надежности грунта, что принимается: для удельного сцепления – C - γg = 1,5, для угла внутреннего трения ϕ - γg = 1,1, если песчаные, и γg = 1,15, если грунты глинистые; для остатка характеристик грунта равняется 1.

Для определения расчетного сопротивления грунтов основания необходимо вычислить и те характеристики грунта каждого пласта, которых не хватает, провести анализ и оценку их несущей способности. Основными характеристиками при определении свойств прочности для песчаных и глинистых грунтов есть коэффициент пористости е, ступени влажности Sr1, а для глинистых грунтов – и показатель текучести IL. Коэффициент пористости

 ,

где  - удельный вес материала частиц грунта, кН/м3;

 - удельный вес сухого грунта (скелета грунта);

где  - удельный вес грунта, кН/м3;

 - весовая влажность в долях единицы,

,

где  - удельный вес воды, равняется 10 кН/м3,

Показатель текучести

,

где  - влажность на границе раскатывания;  - влажность на границе текучести;  - число пластичности.

Удельный вес песчаных грунтов, супесков, мулов, расположенных ниже горизонта грунтовой или поверхностной воды, определяется с учетом действия воды, которая взвешивает вес, а суглинков, глин – в соответствии с (1, п. 7.6).

1 пласт, песок мелкий.

1.Удельный вес грунта

1 группа предельных состояний 2 группа граничных состояний

γ=18,5кН/м3

γ1=18,5+0,3=18,8 кН/м3 γ1=18,5+0,1=18,6 кН/м3

γ2=18,5- 0,3=18,2 кН/м3 γ2=18,5 – 0,1=18,4 кН/м3

2.Угол внутреннего трения

φ=30º

φ1=30+2=32º φ1=30+1=31º

φ2=30-2=28º φ2=30-1=29º

3.Коэффициент пористости





4.Удельный вес грунта





5.Степень влажности





Анализируя полученные данные делаем вывод:

*песок рыхлый, насыщенный водой песок сер. плотности, насыщенный водой*

2 пласт, песок крупный

1.Удельный вес грунта

1 группа предельных состояний 2 группа граничных состояний

γ=20,3 кН/м3

γ1=20,3 +0,3=20,6кН/м3 γ1=20,3+0,1=20,4кН/м3

γ2=20,3-0,3=20кН/м3 γ2=20,3-0,12=20,2кН/м3

2.Угол внутреннего трения

φ=41º

φ1=41+2=43º φ1=41+1=42º

φ2=41-2=39º φ2=41-1=40º

3.Коэффициент пористости





4.Удельный вес грунта





5.Степень влажности





Анализируя полученные данные делаем вывод: т.к.S >0.8

*Грунт насыщенный водой*

**1.2 Проверить прочность разреза по срезу фундамента**

На промежуточную опору моста действуют постоянные погрузки от суммарного веса пролетных строений и проезжей части Р1, весы опоры РОП и ряд временных нагрузок (от передвижного состава подвижного транспорта Р2 , сил ударов передвижного состава Fy, сил торможения FT, давления льда Fл и прочее).

Нормативный вес пролетных строений и элементов проезжей части рекомендуется вычислять по данным типичных проектов или аналогов.

Нормативная временная вертикальная нагрузка от передвижного состава на автомобильных дорогах принимают в соответствии с нормами [1, п. 2.12-2.15]. В курсовой работе вертикальные погрузки задаются.

Нормативный вес опоры



где Vо , Vр– объем соответственно тела сопротивления и ригеля, м3;

 – удельный вес бетона, кН/м3.

Нормативная горизонтальная поперечная нагрузка от ударов передвижного состава Fy [1, п. 2.9], независимо от числа полос движения по мосту, надо принимать 5,9К, где К – класс погрузки.

В курсовой работе горизонтальная нагрузка от торможения берем из задачи FT = 850 кН.

Нагрузка от давления льда на сопротивления моста при отсутствии исходных данных о ледовом положении надо определить по формуле:



где ψ - коэффициент формы сопротивления (исчисляется по [1, табл. 2 приложения 10]. Для опоры на полокружного контура ψ = 0,9; расчетное сопротивление льда Rчл = кп⋅Rч1.

Rч1 – граница прочности льда на дробление (с учетом местного сжатия) для первого района страны;

кп – климатический коэффициент для данного района страны; определяется по [1, табл. 1. приложения 10);

b – ширина опоры на равные действия льда, г;

t – толщина льда, г;

Равнодействующую ледовой погрузки FЛ необходимо прикладывать в точке, расположенной на 0,3t ниже расчетного уровня воды.

Для первого района страны Rr1 в начальной стадии ледохода (или первом передвижении на равные меженной воды) равняется 735 кПа; при наивысшем уровне ледохода – 441 кПа.

При указанных на рисунке размерах опоры



Расчеты усилий от действующих нагрузок и их соединений по обрезу фундамента приводим в форме табл. 2 и 3.

Таблица №1 Усилие в разрезе по срезу фундамента

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Силы, которые действуют в разрезе до среза фундамента | Силы, кН | Плечо относительно оси, м | Момент относительно оси, кНм |
| Вертикальные | Горизонтальные |
| Нормативные | Коэффициент, γf | Расчетные | Нормативные | Коэффициент, γf | Розрахункові | X | Y | Mx | My |
| Вес:Опоры | 4594 | 1,1 | 5053 |  |  |  |  |  |  |  |
| Пролетного строения и проезжей части 2\*Р1 | 13000 | 1,2 | 15600 |  |  |  |  |  |  |  |
| Нагрузка:временная АК на одном пролете Р2временная АК на двух пролетах 2\*Р2 | 550011000 | 1,21,2 | 660013200 |  |  |  | 0,75 |  | 4950 |  |
| Сила торможения Fт |  |  |  | 550 | 1,2 | 660 | 6,8 |  | 4488 |  |
| Давление льда:На уровне УВВ Fл,1На уровне УМВ Fл,2 |  |  |  | 244661 | 1,21,2 | 293793 |  | 51 |  | 1465793 |

Таблица №2 Сумма нагрузок в разрезе по срезу фундамента

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Номер суммы | Силы,которые действуют в разрезе по срезу фундамен-та | Коеффициєнт суммы η | Силы, кН | Моменты, кНм | Ексцентриси-тет, м | Относительно ексцентриси-тета |
| Вертикальные | Горизонталь-ные | Мx | My | Ec,x=Mx/N | Ec,y=My/N |  |  |
| 1 | Вес:Опоры РопПролета строений 2\*Р1 | 11 | 505315600 |  |  |  |  |  |  |  |
| Нагрузка:Постоянная |  | 20650 |  |  |  |  |  |  |  |
|  | Временное АК на одном пролете Р2Итого | 1 | 660027253 |  | 49504950 |  | 0,181 |  | 0,319 |  |
| 2 | Нагрузка:ПостояннаяВременная АК на двух пролетах 2\*Р2Итого | 11 | 206531320033853 |  |  |  |  |  |  |  |
| 3 | Нагрузка:постояннаяВременная АК на одном пролете Р2Сила торможения FтИтого | 10,80,8 | 20653528025933 | 528528 | 396035907550 |  | 0,291 |  | 0,513 |  |
| 4 | Нагрузка:ПостоянноеВременное АК на двух пролетах 2\*Р2Сила торможения FтИтого | 10,80,8 | 206531056031213 | 528528 | 35903590 |  | 0,115 |  | 0,203 |  |
| 5 | Нагрузка:ПостоянноеВременное АК на двух пролетах 2\*Р2Давление льда на УМВ Fл,2Итого | 10,80,7 | 206531056031213 | 555555 |  | 555555 |  | 0,018 |  | 0,011 |
| 6 | Нагрузка:ПостояннаяВременная АК на двух пролетах 2\*Р2Давление льда на УВВ Fл,1Итого | 10,80,7 | 206531056038646 | 205155 |  | 10251025 |  | 0,032 |  | 0,020 |

Расчетные усилия необходимо вычислять с учетом коэффициента надежности по нагрузке γf [1, п. 2.10].

Усилия, которые действуют в разрезе при разных соединениях временных нагрузок, определяются перемножением расчетных усилий на коэффициент соединения. Коэффициенты соединений, которые учитывают уменьшение вероятности одновременного появления расчетных нагрузок, определяем по нормам (1, п. 2.2).

В курсовой работе разрез опоры приводим к прямоугольному разрезу.

Проверку прочности сопротивления по обрезу фундамента выполняем в соответствии с нормами (1, п. 3.66) в форме табл. 3.

Таблица №3 Проверка мощности масивной опоры

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Номер суммы | Вертикальное усилие N, кН | Площадь разреза А, м2 | ,кПа |  |  | ,кПа |
| 1 | 27253 | 31,96 | 852,7 | 1 | 852,7 | 10500 |
| 2 | 33853 | 31,96 | 1059,2 | 1 | 1059,2 |
| 3 | 25933 | 31,96 | 811,4 | 1 | 811,4 |
| 4 | 31213 | 31,96 | 976,6 | 1 | 976,6 |
| 5 | 31213 | 31,96 | 976,6 | 1 | 976,6 |
| 6 | 31213 | 31,96 | 976,6 | 1 | 976,6 |

 - расчетное сопротивление бетона (принимаем по [1, табл. 23]); для бетона В20 равняется 10500 кПа.

Прочность разреза сопротивления по обрезу фундамента обеспеченная поскольку

σmax = 974 кПа < Rb = 10500 кПа

**1.3 Проверяем несущую способность основания на равные подошвы фундамента**

При углублении фундамента в пески и супески нормативная нагрузка от веса опоры и фундамента на равные подошвы следует определять с учетом вихревого действия воды.

 ,



где - нормативный вес опоры;

- объем плиты фундамента;

 - объем воды, вытесненной частью тела сопротивления к УМВ и фундаментом;

 - удельный вес воды=10;

- удельный вес бетона=24.

Расчет усилий от действующих нагрузок приводим в виде табл. 5-6.

Таблица №4

Усилие в разрезе по подошве фундамента

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Силы, которые действуют в разрезе до обрізу фундамента | Силы, кН | Плечо относитель-но оси, м | Момент относитель-но оси, кНм |
| Вертикальные | Горизонтальные |
| Нормативные | Коэффициент, γf | Расчетные | Нормативные | Коэффициент, γf | Расчетные | X | Y | Mx | My |
| Вес:Опоры и фундамента Р | 6963 | 1,1 | 7659 |  |  |  |  |  |  |  |
| Пролетного строения и проезжей части 2\*Р1 | 13000 | 1,2 | 15600 |  |  |  |  |  |  |  |
| Нагрузка:Временное АК на одному пролете Р2Временное АК на двох пролетах 2\*Р2 | 550011000 | 1,21,2 | 660013200 |  |  |  | 0,75 |  | 4950 |  |
| Сила торможения Fт |  |  |  | 550 | 1,2 | 660 | 9,3 |  | 6138 |  |
| Давление льда:На уровне УВВ Fл,1На уровне УМВ Fл,2 |  |  |  | 44661 | 1,21,2 | 293793 |  | 7,53,5 |  | 21972775 |

Таблица №5

Сумма загружения в разрезе по подошве фундамента

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Номер суммы | Силы, которые действуют в разрезе по срезу фундамента | Коэффициент суммы η | Силы, кН | Моменты, кНм | Ексцентриситет, м | Относительные ексцентриситеты |
| Вертикальные | Горизонталь-ные | Мx | My | Ec,x=Mx/N | Ec,y=My/N |  |  |
| 1 | Вес:Опоры РопПролетастроений 2\*Р1 | 11 | 765915600 |  |  |  |  |  |  |  |
| Нагрузка:Постоянная |  | 23259 |  |  |  |  |  |  |  |
|  | Временная АК на одном пролете Р2Итого | 1 | 660029859 |  | 49504950 |  | 0,165 |  | 0,183 |  |
| 2 | Нагрузка:ПостояннаяВременная АК на двух пролетах 2\*Р2Итого | 11 | 232591320036459 |  |  |  |  |  |  |  |
| 3 | Нагрузка:Постоян-наяВременная АК на одном пролете Р2Сила торможе-ния FтИтого | 10,80,8 | 23259528028539 | 528528 | 396049108870 |  | 0,310 |  | 0,344 |  |
| 4 | Нагрузка:ПостояннаяВременная АК на двух пролетах 2\*Р2Сила торможения FтИтого | 10,80,8 | 232591056033819 | 528528 | 49104910 |  | 0,145 |  | 0,161 |  |
| 5 | Нагрузка:ПостояннаяВременная АК на двух пролетах 2\*Р2Давление льда на УМВ Fл,2Итого | 10,80,7 | 232591056033819 | 555555 |  | 19421942 |  | 0,057 |  | 0,03 |
| 6 | Нагрузка:ПостояннаяВременная АК на двух пролетах 2\*Р2Давление льда на УВВ Fл,1Итого | 10,80,7 | 232591056033819 | 205205 |  | 15371537 |  | 0,045 |  | 0,023 |

Анализ граф 8 и 9 табл. 6 показывает, что относительные эксцентриситеты от постоянного и временного нагрузок не превышают единицы (1, п. 7.7(, ведь расчет крена фундамента можно не проводить. Таким образом, обеспечивается выполнение норм (1, п. 1.46), по проверке горизонтального смещения верха сопротивления.

Для определения несущей способности основания под подошвой фундамента мелкого заложения необходимо рассчитать:

а) среднее давление подошвы фундамента на основание, кПа

 ,

где  - расчетное сопротивление основания [1, приложение 24];

 - сила, нормальная к подошве фундамента, кН;

 - площадь подошвы фундамента, м2;

 - коэффициент надежности по назначению сооружения, которое равняется 1,4;

б) максимальное давление подошвы фундамента на основу, кПа



где  - момент сил относительно оси Х ли В, которые проходят через центр веса подошвы фундамента, кНм;

 - эксцентриситет приложения силы, , г;

 - момент сопротивления площади фундамента относительно осей Х и В;

 - коэффициент условий работы, которая равняется 1 или 1,2 в зависимости от действующей временной погрузки [1, п. 7,8].

Проводим проверку несущей способности основания, используя выше приведенные условия. Расчеты сводим к табл. 6.

Таблица №6

Проверка прочности грунтового основания

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Номер сум-мы |  |  | *кПА* |  |  |  |  |  |  |  |
| 1 | 29859 | 61,56 | 485 | 0,183 |  | 1,183 |  | 574 | 396 | 0 |
| 0,817 |
| 2 | 36459 | 61,56 | 592 | - |  | 1 |  | 592 | 592 | 0 |
| 1 |
| 3 | 28539 | 61,56 | 464 | 0,344 |  | 1,344 |  | 624 | 304 | 0 |
| 0,656 |
| 4 | 33819 | 61,56 | 549 | 0,161 |  | 1,161 |  | 637 | 461 | 0 |
| 0,839 |
| 5 | 33819 | 61,56 | 549 |  | 0,03 |  | 1,03 | 565 | 533 | 0 |
| 0,97 |
| 6 | 33819 | 61,56 | 549 |  | 0,023 |  | 1,023 | 562 | 536 | 0 |
| 0,977 |

Расчетное сопротивление независимо от типа грунтов основания определяем по выражению [1, приложение 24]:



где  - условное сопротивление грунта, принимаем за [1, приложение 24];

 - коэффициенты, принимаем за [1, табл. 3, приложения 24];

 - ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, г

 - глубина закладки фундамента, г;

- среднее расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, вычисленное без учета взвешивающего действия воды.

Так как R0=0 то R=0.

Так как верхний пласт грунта - рыхлый песок, для которого условное сопротивление равняется 0, то это означает, что он не может нести никакой погрузки. То есть фундамент мелкого заложения не подходит.

Надо изменить размеры фундамента или его глубину; предусмотреть искусственное закрепление грунтов; запроектировать фундамент глубокого заложения.

**2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ**

**2.1 Выбор типа и материала свай**

Из большого количества видов свай в фундаментах опор мостов наиболее часто применяют забивные железобетонные сваи и сваи – оболочки с ненаружною продольной арматурой, а также буровые сваи разных типов с высоким или низким свайным раствором.

Все типы мостовых свай отличаются от свай промышленного и гражданского строительства более мощным армированием. Забивные железобетонные сваи и сваи-оболочки для мостового строительства в зависимости от типа армирования могут быть не нетрещиностойкими, трещиностойкими, выносливыми.

В нашем случае разрез сваи равняется 0.6 см. Такие сваи углубляют в грунт с помощью молота, вибропогружателя, ветровдавлюющих и вдавлюющих устройств.

**2.2 Размеры низкого свайного ростверка и нагрузка на него**

Предшествующие размеры низкого ростверка и глубину закладки ее подошвы разрешается принимать как для фундамента мелкого закладывания.

Расчетные погрузки в разных соединениях, действующих на равные подошвы ростверка, также разрешается принимать как для фундамента мелкого заложения на равные подошвы.

**2.3 Оценка грунтовых условий и назначения длин свай**

Оценивая грунтовые условия площадки строительства, можно сделать вывод, который первый пласт грунта нецелесообразно принимать за несущего пласта. Этот пласт считается несущим, если нежные концы свай не доходят к подошве пласта на 1г (см. рис.2). В этом случае минимальная расчетная длина сваи, углубленной в второго пласта, l=7.3м.

После сравнения технико-экономических показателей вариантов надо окончательно выбрать несущий пласт грунта.

По условиям взаимодействия с грунтом сваи делятся на сваи-стояки и висящие сваи.

**2.4 Несущая способность свай**

Одиночные сваи в составе фундамента по несущей способности основания надо рассчитать, исходя из условия:



где  – расчетная нагрузка, которая передается на изгиб (продольное усилие от расчетных нагрузок, которые действуют на фундамент при наиболее невыгодном соединении);

 – расчетная нагрузка от веса сваи;

 – несущая способность сваи по грунту;

 – коэффициент надежности, что принимается равный 1,4;

 – расчетная нагрузка, которая допускается при изгибе.

Несущую способность сваи-стойки надо определять по формуле:



где  – коэффициент условий работы сваи в грунте, что принимается равным 1;

А – площадь опирания сваи на грунт, м2;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа(т/м2), что принимается по [1, табл.VII.1].

Несущую способность висящей сваи за грунтом необходимо определять по формуле:



где  – коэффициент условий работы сваи в грунте, для забивной сваи γс=1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;

А – площадь опирания сваи на грунт, м2;

U – внешний периметр поперечного разреза сваи, г;

 – расчетное сопротивление первого пласта грунта, что стыкуется с боковой поверхностью сваи, г;

 – толщина первого пласта грунта, что стыкуется с боковой поверхностью сваи, г;

 и – коэффициенты условий работы грунта следовательно под нижним концом и возле боковой поверхности сваи, которые учитывают влияние способа погружения сваи на расчетное сопротивление грунта и принимается для забивных свай [1, табл.VIII.3].

Используя схему деления рдел грунта hi, приведенную на рисунке 2 , определим несущую способность висящих свай, погруженным забиванием вибропогружателем в второй и третий пластов (сваи №1 и №2 соответственно).

Для сваи №1:

площадь разреза сваи А=0,6·0,6=0,36 м2;

периметр U=3.14·0.6 =1.88 м;

нижний конец сваи расположенный на глубине 14М Тогда за [ 1,табл.УIII.1 ].

R(14)=8218 кПа.

За [ 1,табл.УIII.2 ] f1=0 кПа, f2=0 кПа, f3=0 кПа, f4=0 кПа, f5=66.4 кПа, f6=69.2 кПа, f7=71.51 кПа,

Коэффициенты  для забивной сваи, погруженной молотом без подмыва равняются 1[1.табл.УIII.3].

F(1)=1(1·8218·0.283+684.62 )=3010.31 кН



Расчетная нагрузка, которая допускается при изгибе,



Для сваи №2, нижний конец которой углубленный на 16М от поверхности грунта:

R(16)=8338кПа; значение f1…f6такие же, как и для сваи №1,f7=72 кПа. F8=74.33 кПа.

F(2)=1(1·8338·0,283+962.24)=3321.89 кН

PСВАЙ=

**2.5 Определение количества свай и расположение их в ростверке**

Ориентировочное количество свай, необходимое для восприятия нагрузки на фундамент, рассчитывают по формуле:



где  – наибольшая вертикальная расчетная нагрузка на равные подошвы ростверка;

К – корректировочный коэффициент, который учитывает влияние изгибающего момента; принимается в зависимости от соотношения Рmax/Рmin. Рассчитывается по формуле



Для каждого соединения таких коэффициентов будет два (k1 и k2), так как расчет ведется по двум случаям. В первом случае учитывается действие всех моментов, а во втором нет, то есть Рмах=Рмін.

*1 соединение*





*2 соединение*



3*оединение*





*4 соединение*





*5 соединение*



 

*6 соединение*





Количество свай рассчитывается для свай которые углубленные на разную глубину. 1 соединение





2 соединение





3 соединение





4 соединение





5 соединение





6 соединение





т.к. V1=65.11+159.3=224.41 > V2=62.73+153.9=216.63,то будем рассчитывать сваи по 2материалу 16м

Сваи можно расположить в рядовом и шахматном порядках. Расстояние между осями забивных висящих свай на уровне нижних концов должна быть не меньшее 3d (где d=0,6 – диаметр круглого или сторона прямоугольного поперечного разреза ствола сваи), для наклоненных свай на равные подошвы ростверка не меньшее 1,5d. Расстояние между стволами буровых и набивных свай или оболочек должна быть не меньшее 1м.

Сваи и оболочки на равные подошвы ростверка надо расставлять одна относительно другой на расстоянии, достаточной для расположения необходимой арматуры ростверка, возможности качественного бетонирования и удобной забивки свай и оболочек. Расстояние от края ростверка к ближней сваи или оболочки должна быть не менее одного метра.

Сваи и оболочки на равные подошвы ростверка надо расставлять на расстоянии одна от другой необходимой арматуры ростверка, возможности качественного бетонирования и забивки свай и оболочек.

Железобетонный ростверк надо армировать на основе результатов расчета железобетонной конструкции. При этом возле подошвы ростверка укладывают в каждом промежутке между рядами свай в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Бетонный ростверк в его нижней части армируется конструктивно. При этом площадь поперечного разреза стержня арматуры вдоль и поперек оси моста необходимо принимать не меньшее 10 см2 на 1 м длины.

**2.6 Определение расчетной вертикальной нагрузки на изгиб**

Расчетная нагрузка на максимально нагруженный изгиб надо определить для наиболее плохих соединений нагрузок с наибольшим значением Рмах формулой



Nф, Мх,Мy,- соответствующее расчетное сжимающее усилие, расчету сгибающий момент относительно главных центральных осей Х і Y плана свай в подошве ростверка Хi и Yi - расстояние от главных осей к оси любой сваи Хмах и Умах расстояние от главных осей к оси каждой сваи, для которой вычисляется нагрузка

 2 · 5 (1.92)=36,1 м2

 2 · 3 (02 +2,42 +4,82)= 172,8м2

Вес сваи 0,57 · 16 ·15 · 1,1=150,48 кН



 2251,13+150,48=2401,61кН > Рпал=2372,78 кН

**2.7 Определение заказной длины свай**

Для фундамента опор мостов головы свай и оболочек надо жестко замуровать в ростверк на длину которая назначается расчетом и принимается не меньшее 2d. Допускается замуровывание свай в ростверк с помощью продольных выпусков арматуры, которая назначается расчетом но не меньшее 30 d стержней для арматуры периодического профиля и 40 d стержней для арматуры гладкой. При этом сваи в ростверк должны быть заведены не меньше чем на 10 см.

**2.8 Проверка свайного фундамента как условно сплошного**

Проверка несущей способности по грунту фундамента на сваях как условного фундамента мелкой закладки необходимо выполнять по формуле:

****

**-**максимальное давление на грунт на равные подошвы условного фундамента

R**-** расчетное сопротивление грунта основания

-коэффициент условий работы

- коэффициент надежности по назначению сооружения

Максимальное давление на грунт на равные подошвы условного фундамента надо определять по формуле

** = + ,**

Nc-нормальная составляющая давления условного фундамента на грунт основания ,кН;

асс,bc - размеры в плане условного фундамента в направления, параллельному и перпендикулярному площади действия нагружения ,г

Fh,Mc-соответственно гор. составная внешнего нагружения и ее момента относительно главной оси гор. разреза условного фундамента на уровне расчетной поверхности грунта, кНм;

К- коэффициент пропорциональности, который определяет наростание с глубиной коэффициента **постели грунта**

Св- коэффициент постели грунта на равные подошвы условного фундамента

d - глубина закладки условного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта.

Нормальная составная давления Nc включает вес опоры с учетом плиты ростверка, вес пролетного строения, временных нагружений, вес свай и вес грунтового массива 1-2-3-4. Вес типичных свай надо определять за формулой:

Gсв=

Вес грунтового массива параллелепипеда 1-2-3-4 определяется с учетом размещенного в нем объема воды по формуле:

** =**

Vi-об"єм первого пласта грунта ;

** -**удельный веспервого пласта грунта

**-**удельный вес воды**, =**10кН/м3

При определении объема первого пласта грунта стороны основания параллелепипеда надо определить согласно:

ac=

bc=;

a1,b1-расстояния между внешними гранями свай соответствующих плоскостей действия нагрузки, г. l-глубина погружения сваи, г. ****I,mt- среднее значение расчетных углов трения грунтов, разрезанных сваями

** ,**

hi-толщина первого пласта грунта, разрезанного сваей

****I,mt=

ac=

bc=

Вес грунтового массива



Значение коэффициентов К и Св необходимо определить по [1,табл. 25]



К1 = 3921кН/ м4 К2=5881 кН/ м4

Т.к. d=17,3 то Св=d·К2=5881·17,3= 101741,3 кПа

Имея несколько соединений действующих нагрузок необходимо определить Рмак для всех сумм.

****

****

****

****

****

****

Максимальное давление по подошве: Pmax,2=554,72кПа

Расчетное сопротивление грунта основания

****м3

****



Pmax2=554,72 kПa < =1884,93кПа.

Итак, прочность грунтового основания обеспечена.

**2.9 Определение оседания свайного фундамента**

Оседание свайного фундамента надо определить методом послойного суммирования по формуле



 - безразмерный коэффициент равняется 0.8

Gzp,I- среднее значение дополнительного нормального напряжения в первом пласте грунта, которое равняется наполсуммы значений нагрузок на верхней и нижней границе пласта по вертикали, hi - мощность и –ого пласта

Еi - модуль упругости пласта

n – количество рдел на которые разбитая сжимаемая толщина основания

Значение дополнительного давления на равные основания фундамента из свай надо определить как для условно массивного фундамента за формулой



Р- среднее давление на равные подошвы фундамента из свай, которые определяются как для условно массивного фундамента

Gzg,0- бытовое давление грунта на равные подошвы фундамента

Среднее давление на равные подошвы условно массивного фундамента определяется по формуле



NII,c- нормальная составная нагрузка, действующего на равные подошве фундамента с учетом веса грунта и свай

АII,c- площадь подошвы условного фундамента

Нормальная нагрузка от веса свай



Gгр=17421,42

От внешней погрузки Nнр= 6963+13000+11000=30963 кН

Суммарная нагрузка NII,c=30963+3163,5+17421,42=51547,92 кН

Размеры подошвы условного фундамента

вII,c=3,8+2 · 14,8 tg33,64/4=8,18

аII,c=9,6 +2·14,8 tg33,64/4=13,98



АII,c=

 расчетное значение угла внутреннего трения при расчетах за второй группой предельных состояний. Среднее давление

Таблица 8

Расчет бытовых давлений.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Отметка | Грунт | γSB или γ, кН/м3 | Мощность слоя h, м | Давление | Полное давление, кПа |
| от веса слоя | от суммарного веса |
| грунта | води |
| 52.0 | Уровень води УМВ | 10 |  |  |  |  |  |
| 51,0 | Покрытие песку средн. крупности, ср.плонт. | 9,32 |  |  |  |  |  |
| 41 | Подошва песка среднего, покрытие песка среднего | 9,32 | 10 | 93,2 | 93,2 |  | 93,2 |
| 33,7 | Подошва фундамента | 9,82 | 7,3 | 71,69 | 164,89 |  |  |
| 28,8 | Песок средн.крупн.плотн. | 9,82 | 4,9 | 48,12 |  |  | 213.01 |
| 23,9 | –––“–––– | 9,82 | 4,9 | 48,12 |  |  | 261.13 |
| 19,1 | –––“–––– | 9,82 | 4,9 | 48,12 |  |  | 309.25 |
| 14,3 | –––“–––– | 9,82 | 4,9 | 48,12 |  |  | 357.37 |
| 9,4 | –––“–––– | 9,82 | 4,9 | 48,12 |  |  | 405.49 |

Дополнительное давление под подошвой условного фундамента



Для точек расположенных на границе текучести  zр=

 коэффициент расстояния который определяется по СНиПу нижнюю границу сжатой зоны рекомендуется определять путем сравнения дополнительного давления с 0.2 Gzg

Таблица 9

Расчет дополнительного давления

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Отметка | Расстояние от подошвы фундамента к слою z,м |  |  |  | Дополнительное давление кпа | 0.2 zg |
| 33,7 | 0 | **1,71** | 0 | 1 | 285,86 | 32,98 |
| 28,8 | 4,9 | **1,71** | 1,2 | 0,709 | 202,67 | 42,60 |
| 23,9 | 9,8 | **1,71** | 2,4 | 0,363 | 103,77 | 52,23 |
| 19,1 | 14,7 | **1,71** | 3,6 | 0,201 | 57,46 | 61,85 |
| 14,3 | 19,6 | **1,71** | 4,8 | 0,124 | 35,45 | 71,47 |
| 9,4 | 24,5 | **1,71** | 5,6 | 0,094 | 26,87 | 81,1 |

Нижняя граница активной (сжатой) зоны находится между отметками 33,7 и 9,4

Таблица 10

Вычисление оседания

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Отметка | Мощность слоя | Дополнительное давление | Среднее дополн давление Gzрi |  |  |
| Около верха слоя | Около низа слоя |
| 33,7-28,8 | **4,9** | 285,86 | 202,67 | 244,27 | **0,000018** | 0,0218 |
| 28,8-23,9 | **4,9** | 202,67 | 103,77 | 306,44 | ------- | 0,0273 |
| 23,9-19,1 | **4,9** | 103,77 | 57,46 | 80,62 | ------- | 0,0071 |
| 19,1-14,3 | **4,9** | 57,46 | 35,45 | 46,45 | ------ | 0,0041 |
| 14,3-9,4 | **4,9** | 35,45 | 26,87 | 31,16 | ------ | 0,0028 |

**3. РАСЧЕТЫ ПО ПРОВЕДЕНИЮ РАБОТ ПО СООРУЖЕНИЮ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА**

В зависимости от грунтовых условий и глубины погружения свай надо принять наиболее рациональный способ погружения. Необходимо рассмотреть несколько целесообразных способов погружения ,учитывая при этом, что механизмы ударного действия (молоти) наиболее рациональные в глинистых грунтах, а вибропогружение рациональное в песчаных грунтах. В данном случае принимаем механизм ударного действия – молот.

Необходимую энергию удара молотая треба подбирать за величиной минимальной энергии удара за формулой



где N – расчетная нагрузка, которая передается на изгиб кН.



В зависимости от нужной величины энергии удара определяют сваебойный агрегат, характеристики которого приведены в [ ], табл. Д.1.

Принимаем трубчатый дизель – молот с воздушным охлаждением , которое имеет энергию удара молотая Eh 135,46кдж.

Принятый тип молота должен удовлетворять требованиям



где m1 – масса молотая, т

m2 – масса сваи с наголовником, т

m3 **–** массаподбабка, т

Ed – расчетная энергия удара, кдж, которая определяется по указаниям БНіП.

Для молотов БНіП рекомендует определять расчетную энергию удара по формуле :



где G – вес ударной части молота, кН

H – фактическая высота падения ударной части дизель – молотая, м, которая принимается на стадии окончания забивки сваи (для трубчатых дизель – молотов – 2,8 м.



Масса молота равняется 9,55 т, масса железобетонной сваи 0,6х0,6 см длиной 8 м – 6,9 т, масса наголовника и подбабка – 0,1 т.

Проверяем возможность использования молота по величине К.



В процессе погружение сваи надо контролировать ее отказ. При забивании свай длиной до 25 м определяется остаточный отказ сваи Sa ( при условии, что Sa >0,002 м) по формуле



где η – коэффициент (кН/м2), что принимается для железобетонной сваи с наголовником 1500;

А – площадь, ограниченная внешним контуром сплошного или полного поперечного разреза ствола сваи ( независимо от наличия или отсутствия в сваи острия),м2.

Ed – расчетная энергия удара, кдж;

Fd – несущая способность сваи по грунта, кН;

m1 – масса молотая, т;

m2 – масса сваи с наголовником, т;

m3 **–** массаподбабка, т;

ε – коэффициент восстановления удара при забивании железобетонных свай – оболочек молотами ударного действия с использованием наголовника из деревянного вкладыша, ε2=0,2.



0,0028 м >>0.002 м.

Все условия соблюдены. Фундамент будет работать нормально.

**список использованной литературы**

1. Кирилов В.С. Основания и фундаменты. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1980.
2. Методические указания к выполнению раздела курсовой работы «Фундаменты мелкого заложения» по дисциплине «Мосты и сооружения на автомобильных дорогах. Основания и фундаменты» (Сост. Н.П. Лукин, Ю.Ф. Кривоносов, В.П. Кожушко, С.Н. Краснов.– Харьков: ХАДИ, 1987).
3. Методические указания по оформлению учебно-конструкторской документации в дипломных и курсовых проектах для студентов (Сост. Н.П. Лукин, В.П. Кожушко, С.Н. Краснов и др. – Харьков: ХАДИ, 1986).
4. Методичні вказівки до виконання розділу курсової роботи “Опускні колодязі” з дисципліни «Мосты и сооружения на автомобильных дорогах. Основания и фундаменты» (Сост. В.П. Кожушко, Н.П. Лукин, Ю.Ф. Кривоносов, С.Н. Краснов.– Харьков: ХАДИ, 1992).