Курсовой проект

На тему:

”Расчет и проектирование оснований и фундаментов пром. зданий”

2008

## Содержание

[1. Состав исходных данных 4](#_Toc226748833)

[2. Определение нагрузок на фундаменты 6](#_Toc226748834)

[3. Оценка инженерно – геологических и гидрогеологических условий площадки строительства 8](#_Toc226748835)

[Заключение 11](#_Toc226748836)

[4. Расчет и проектирование варианта фундамента на естественном основании 12](#_Toc226748837)

[4.1 Определение глубины заложения фундамента 12](#_Toc226748838)

[4.2 Определение площади подошвы фундамента 13](#_Toc226748839)

[4.3 Выбор фундамента и определение нагрузки на грунт 13](#_Toc226748840)

[4.4 Расчетное сопротивление грунта 14](#_Toc226748841)

[4.5 Давление на грунт под подошвой фундамента 14](#_Toc226748842)

[4.6 Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования 16](#_Toc226748843)

[5. Расчет и проектирование варианта фундамента на искусственном основании, в виде песчаной распределительной подушки 19](#_Toc226748844)

[5.1 Глубина заложения фундамента 19](#_Toc226748845)

[5.2 Определение требуемой площади подошвы фундамента 19](#_Toc226748846)

[5.3. Выбор фундамента и определение нагрузки на грунт 19](#_Toc226748847)

[5.4 Расчетное сопротивление грунта 20](#_Toc226748848)

[5.5 Давление на подушку под подошвой фундамента 20](#_Toc226748849)

[5.6 Определение толщины распределительной подушки 20](#_Toc226748850)

[6. Расчет и проектирование свайного фундамента 24](#_Toc226748851)

[6.1 Глубина заложения подошвы ростверка 24](#_Toc226748852)

[6.2 Необходимая длина свай 24](#_Toc226748853)

[6.3 Несущая способность одиночной сваи 25](#_Toc226748854)

[6.4 Требуемое число свай 25](#_Toc226748855)

[6.5. Размещение свай в кусте 26](#_Toc226748856)

[6.6 Вес ростверка и грунта на его уступах 26](#_Toc226748857)

[6.7 Определение нагрузок 26](#_Toc226748858)

[6.8 Определение расчетных нагрузок 26](#_Toc226748859)

[6.9 Предварительная проверка сваи по прочности материала 27](#_Toc226748860)

[6.10 Расчет ростверка на продавливание колонной 28](#_Toc226748861)

[6.11 Расчет свайного фундамента по деформациям 29](#_Toc226748862)

[6.12 Расчет устойчивости основания 30](#_Toc226748863)

[6.13 Несущая способность сваи по прочности материала 31](#_Toc226748864)

[6.14 Расчет осадки основания свайного фундамента 34](#_Toc226748865)

[7. Определение степени агрессивного воздействия подземных вод и разработка рекомендаций по антикоррозионной защите подземных конструкций 38](#_Toc226748866)

[Заключение 40](#_Toc226748867)

[8. Определение технико-экономических показателей. Сравнение и выбор основного варианта системы основание-фундамент 42](#_Toc226748868)

[8.1 Подсчет объемов работ 42](#_Toc226748869)

[8.2 Сметная себестоимость, трудозатраты и капитальные вложения 45](#_Toc226748870)

[8.3 Технико-экономические показатели сравниваемых вариантов фундаментов (на один фундамент) 46](#_Toc226748871)

[9. Учет влияния примыкающих и заглубленных подземных конструкций 48](#_Toc226748872)

[9.1 Расчет приямка 48](#_Toc226748873)

[9.2 Расчет приямка на всплытие 50](#_Toc226748874)

[Литература 51](#_Toc226748875)

## 1. Состав исходных данных

Проектируем фундаменты и выполняем расчет оснований однопролетного одноэтажного промышленного здания с металлическим каркасом, с подвесным крановым оборудованием, с приямком. Длина здания 60 м, шаг колонн каркаса 12 м. Шаг торцевого фахверка 6 м. Остекление здания ленточное (от оси 1 до оси 6 включительно). Остекление торцевых стен не предусмотрено. Габаритная схема здания рис.1.

Параметры здания

Таблица 1

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| L, м | H, м | Hпр, м | Q, т | tвн, °С | Район строительства | Mt | S0, кПа | W0, кПа |
| 24 | 16,8 | -3,0 | 15 | 15 | Тавда | 62,4 | 1,0 | 0,30 |

L – ширина пролета; Н – высота пролета; Q – грузоподъемность кранов; tвн - расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении; Мt – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур наружного воздуха за зиму в данном районе; Sо – снеговая нагрузка;

Wо – давление ветра.

Грунтовые условия заданы 4 разведочными скважинами, пройденные в непосредственной близости от углов проектируемого здания. Глубина расположения УПВ 0,8 м от уровня природного рельефа NL.

Характеристика грунтовых условий

Таблица 2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| № грунтовогослоя | Тип грунта | Обозн | Отметки устьев скважин и толщина слоев грунта; м.  |
| скв.165,4 | скв.266,3 | скв.364,9 | скв.465,6 |
| 1 | почвенно-растительный слой | ho | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| 2 | глина | h1 | 5, 20 | 5,00 | 5,30 | 4,90 |
| 3 | суглинок | h2 | 1,70 | 1,95 | 1,50 | 1,70 |
| 4 | глина | h3 | Толщина слоя бурением до глубины 20 м не установлена |

Показатели физико-механических свойств грунтов

Таблица 3

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № слоя | Тип грунта | n, т/м3 | I, т/м3 | II, т/м3 | s, т/м3 | W,% | WL,% | Wр,% |
| 2 | Глина | 1,77 | 1,72 | 1,74 | 2,76 | 33 | 40,2 | 22,2 |
| 3 | Суглинок | 1,83 | 1,78 | 1,80 | 2,72 | 31,4 | 35,6 | 21,6 |
| 4 | Глина | 1,84 | 1,79 | 1,81 | 2,76 | 26,2 | 41,4 | 22,4 |

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| N слоя | Тип грунта | kf, см/с | E, МПа | cI, кПа | cII, кПа | ϕI, град | ϕII, град |
| 2 | Глина | 2,5⋅10 –8 | 8,0 | 19 | 29 | 6 | 7 |
| 3 | Суглинок | 1,0⋅10 –7 | 6,0 | 9 | 14 | 13 | 14 |
| 4 | Глина | 2,8⋅10 –8 | 16 | 29,0 | 44 | 16 | 18 |

Состав подземных вод по данным химического анализа

Таблица 4

|  |  |
| --- | --- |
| Показатель агрессивности воды-среды | Значение показателя |
| Бикарбонатная щелочность ионов HCO3, мг-экв/лВодородный показатель pHСодержание, мг/лагрессивной углекислоты CO2аммонийных солей ионов NH4+магнезиальных солей, ионов Mg2+щелочей, г/лсульфатов, ионов SO42–хлоридов, ионов Cl – | -3,8101536036190990 |

## 2. Определение нагрузок на фундаменты

Нормативные значения усилий на уровне обреза фундаментов по оси А от нагрузок и воздействий, воспринимаемых рамой каркаса

Таблица 5

|  |  |
| --- | --- |
| Усилия и ед. изм.  | Нагрузки |
| Постоянные (1)  | Снеговые (2)  | Ветровые (3)  | Крановые (4)  |
| Nn, кН | 876,3 | 144,0 | 0 | 338,1 |
| Mn, кН⋅м | -319,0 | 0 | -503,8 | -60,5 |
| Qn, кН | -19,0 | 0 | -66,2 | -3,7 |

Нормативные значения усилий на уровне обреза фундамента для основных сочетаний нагрузок

Таблица 6

|  |  |
| --- | --- |
| Усилия иед. изм.  | Индексы нагрузок и правило подсчета |
| (1) + (2)  | (1) + (3)  | (1) + (4)  | (1) + 0,9 [(2) + (3) + (4)]  |
| Nn, кН | 1020,3 | 876,3 | 1214,4 | 1310, 19 |
| Mn, кН⋅м | -319,0 | -822,8 | -379,5 | -826,87 |
| Qn, кН | -19 | -85,2 | -22,7 | -81,91 |

Наиболее неблагоприятным является сочетание из постоянной (1) и всех кратковременных 0,9 [(2) + (3) + (4)] нагрузок.

Для расчетов по деформациям (γf = 1):

N col, II = Nn ⋅ γf = 1310,19 ⋅ 1 = 1310,19 кН

M col, II = Mn ⋅ γf = 826,87 ⋅ 1 = 826,87 кН⋅м

Q col, II = Qn ⋅ γf = 81,91 ⋅ 1 = 81,91 кН

Для расчетов по несущей способности (γf = 1,2):

N col, I = Nn ⋅ γf = 1310,19 ⋅ 1,2 = 1572,22 кН

M col, I = Mn ⋅ γf = 826,87 ⋅ 1,2 = 922,24 кН⋅м

Q col, I = Qn ⋅ γf = 81,91 ⋅ 1,2 = 98,29 кН

## 3. Оценка инженерно – геологических и гидрогеологических условий площадки строительства

Планово-высотная привязка здания на площадке строительства приведена на рис.2. (размеры и отметки в метрах). Инженерно-геологические разрезы, построенные по заданным скважинам, показаны на рис.3.1, 3.2

Вычисляем необходимые показатели свойств и состояния грунтов по приведенным в таблице 3 исходным данным. Результаты вычислений представлены в таблице 7.

Показатели свойств и состояния грунтов (вычисляемые).

Таблица 7

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Тип грунта | d, т/м3 | n,% | e | Sr | Ip,% | IL | I, кН/м3 | , кН/м3 | s, кН/м3 | sb, кН/м3 |
| Глина | 1,33 | 51,81 | 1,075 | 0,84 | 18 | 0,60 | 16,85 | 17,05 | 27,04 | 8,21 |
| Суглинок | 1,39 | 48,89 | 0,956 | 0,89 | 14 | 0,60 | 17,44 | 17,64 | 26,65 | 8,51 |
| Глина | 1,45 | 47,46 | 0,903 | 0,80 | 19 | 0, 20 | 17,54 | 17,73 | 27,04 | 8,95 |

Плотность сухого грунта: d =n /(1 + 0,01⋅W)

Пористость: n = (1 – d /s) ⋅100%

Коэффициент пористости: e = n/(100 – n)

Степень влажности: Sr = W⋅s/(e⋅w), где w = 1 т/м3 – плотность воды

Число пластичности: Ip = WL – Wр

Показатель текучести: IL = (W – Wр) /(WL – Wр)

Расчетные значения удельного веса и удельного веса частиц:

I = I⋅g II = II⋅g s = s⋅g

Удельный вес грунта, расположенного ниже УПВ, с учетом взвешивающего действия воды:

sb =s-w) /(1+e), где w = 10 кН/м3 – удельный вес воды

Для определения условного расчетного сопротивления грунта по формуле (7) СНиП 2.02.01-83\* принимаем условные размеры фундамента d1 = dусл = 2 м и bусл =1 м (п.1.3.4) и установим в зависимости от заданных геологических условий и конструктивных особенностей здания коэффициенты γc1; γc2; k; Mγ; Mq; Mc.

Слой №2: Глина

По табл.3 СНиП 2.02.01-83\* γc1 = 1,0 для (IL > 0,5); γc2 = 1 для зданий с гибкой конструктивной схемой; k = 1 принимаем по указаниям п.2.41 СНиП 2.02.01-83\*. При ϕII = 7° по табл.4 СНиП 2.02.01-83\* имеем Mγ = 0,12; Mq = 1,47; Mc = 3,82.

Удельный вес грунта выше подошвы условного фундамента до глубины dw = 0,80 м принимаем без учета взвешивающего действия воды γII = 17,05 кН/м3, а ниже УПВ, т.е. в пределах глубины d = dусл - dw = 1,20 м и ниже подошвы фундамента, принимаем

γsb = 8,21 кН/м3; удельное сцепление cII = 29 кПа.

Вычисляем условно расчетное сопротивление:

 =

= (1,0·1) ·(0,12·1·1·8,21+1,47· [0,8·17,05+(2-0,8) ·8,21] +3,82·29) = 146,29 кПа.

Полное наименование грунта слоя № 2 по ГОСТ 25100– 95 Глина мягкопластичная. Этот грунт может быть использован как естественное основание, поскольку имеет достаточную прочность. (Е = 8 МПа > 5 МПа).

Слой №3: суглинок

Толщина слоя h1 = 4,90. По табл.3 СНиП 2.02.01-83\* γc1 = 1,0 для (IL > 0,5); γc2 = 1 для зданий с гибкой конструктивной схемой.

При ϕII = 14° по табл.4 СНиП 2.02.01-83\* имеем Mγ = 0,26; Mq = 2,05; Mc = 4,55.

Удельный вес грунта γsb = 8,51 кН/м3; удельное сцепление cII = 14 кПа.

Вычисляем условно расчетное сопротивление:

=

= (1,0·1) ·(0,29·1·1·8,51+2,17· [0,8·17,05+(4,90-0,8) ·8,21] +4,69·14) = 171 кПа

Полное наименование грунта слоя№3 по ГОСТ 25100–95 суглинок мягкопластичный.

Слой №4: глина

Толщина слоя h2 = 1,70. По табл.3 СНиП 2.02.01-83\* γc1 = 1,25 для (IL < 0,25); γc2 = 1 для зданий с гибкой конструктивной схемой.

При ϕII = 17° по табл.4 СНиП 2.02.01-83\* имеем Mγ = 0,39; Mq = 2,57; Mc = 5,15.

Удельный вес грунта γsb = 8,51 кН/м3; удельное сцепление cII = 14 кПа.

Вычисляем условно расчетное сопротивление:

=

= (1,25·1) ·(0,43·1·1·8,95+2,73· [0,8·17,05+(4,90-0,8) ·8,21+1,70·8,51] +5,31·44) =506 кПа

Полное наименование грунта слоя № 4 по ГОСТ 25100– 95 глина мягкопластичная.

## Заключение

В целом площадка пригодна для возведения здания. Рельеф площадки спокойный с небольшим уклоном в сторону скважин 1 и 3. Грунты имеют слоистое напластование, с выдержанным залеганием пластов (уклон кровли не превышает 2%). Все грунты имеют достаточную прочность, невысокую сжимаемость и могут быть использованы в качестве оснований в природном состоянии. Грунтовые воды расположены на небольшой глубине, что значительно ухудшает условия устройства фундаментов: при заглублении фундаментов более 0,80 м необходимо водопонижение; возможность открытого водоотлива из котлованов, разработанных в суглинке, должна быть обоснована проверкой устойчивости дна котлована (прорыв грунтовых вод со стороны слоя глина); суглинок, залегающий в зоне промерзания, в соответствии с табл.2 СНиП 2.02.01-83 является пучинистым грунтом, поэтому глубина заложения фундаментов наружных колонн здания должна быть принята не менее расчетной глубины промерзания суглинка, а при производстве работ в зимнее время необходимо предохранение основания от промерзания.

Целесообразно рассмотреть следующие возможные варианты фундаментов и оснований:

1) фундамент мелкого заложения на естественном основании - глина

2) фундамент на распределительной песчаной подушке (может быть достигнуто уменьшение размеров подошвы фундаментов и расчетных осадок основания)

3) свайный фундамент из забивных висячих свай; несущим слоем для свай может служить глина (слой 4).

Следует предусмотреть срезку и использование почвенно-растительного слоя при благоустройстве и озеленении застраиваемого участка (п.1.5 СНиП 2.02.01-83).

## 4. Расчет и проектирование варианта фундамента на естественном основании

Проектируется монолитный фундамент мелкого заложения на естественном основании по серии 1.412-2/77 под стальную колонну, расположенную по осям А - 5, для исходных данных, приведенных выше. 

## 4.1 Определение глубины заложения фундамента

Первый фактор - учет глубины сезонного промерзания грунта. Грунты основания пучинистые, поэтому глубина заложения фундамента d от отметки планировки DL должна быть не менее расчетной глубины промерзания. Для tвн = 15° и грунта основания, представленного глиной, по 2.28 СНиП 2.02.01-83:

d ≥ df = Kh⋅dfn = Kh⋅d0 = 0,7⋅0,23 = 1,27 м.

Kh=0,7 –коэффициент учитывающий влияние теплового режима сооружения, принят как уточненный при последующем расчете в соответствии с указаниями примечания к табл.1 СНиП 2.02.01-83 (расстояние от внешней грани стены до края фундамента

af = 1,1 м > 0,5 м).

dfn – нормативная глубина промерзания

d0 – величина, принимаемая равной для глины - 0,23 м

Второй фактор - учет конструктивных особенностей здания. Требуется подколонник площадью сечения 1500х1200 мм. Минимальный типоразмер высоты фундамента для указанного типа подколонника Hф=1,5м. Таким образом, по второму фактору требуется d =Hф+0,7=2,2 м.

Третий фактор - инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки. С поверхности на большую глубину залегает слой 2, представленный достаточно прочным суглинком. Подстилающие слои 3 и 4 по сжимаемости и прочности не хуже среднего слоя. В этих условиях, учитывая высокий УПВ, глубину заложения подошвы фундамента целесообразно принять минимальную, однако достаточную из условий промерзания и конструктивных требований.

С учетом всех трех факторов, принимаем глубину заложения от поверхности планировки (DL) с отметкой 65,40 м d = 2,05 м, Нф = 1,5 м. Абсолютная отметка подошвы фундамента (FL) составляет 63,35 м, что обеспечивает выполнение требования о минимальном заглублении в несущий слой. В самой низкой точке рельефа (см. рис.3. скв.1) заглубление в несущий слой 2 от отметки природного рельефа (NL) составляет: 64,90 - 0,3 – 63,35 = 1,25 м > 0,5 м.

## 4.2 Определение площади подошвы фундамента

Площадь Атр подошвы фундамента определяем по формуле:

Атр = Ncol II / (R2усл - γmt⋅d) = 1310,19 / (146,29 - 20⋅2,05) = 12,44 м2

Ncol II = max Ncol II⋅ γf = 1310, 19⋅1 = 1310,19 кН

(γf - коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый 1)

γmt = 20 кН / м3 - средний удельный вес материала (бетона) фундамента и грунта на его уступах.

d – глубина заложения фундамента от уровня планировки, м.

## 4.3 Выбор фундамента и определение нагрузки на грунт

Принимаем фундамент ФВ 12-1 с размерами подошвы l = 4,2 м, b = 3,0 м, тогда

А = l ⋅ b = 12,6 м2, Нф = 1,5 м, объём бетона Vfun = 7,8 м3

Вычисляем расчетные значения веса фундамента и грунта на его уступах:

Gfun II - расчетное значение веса фундамента

Gg II - расчетное значение грунта на его уступах

Vg – объем грунта на уступах

Gfun II = Vfun ⋅γb ⋅ γf = 7,8 ⋅ 25⋅1 = 195 кН

Vg = l⋅b⋅d - Vfun = 4,2 ⋅ 3 ⋅ 2,05 –7,8 = 18,03 м3

Gg II = Vg ⋅ kpз ⋅ γII ⋅ γf = 18,03 ⋅ 0,95 ⋅ 17,05 ⋅ 1 = 292 кН

Все нагрузки, действующие на фундамент, приводим к центру тяжести подошвы:

Ntot II = Ncol II + Gg II + Gfun II =1310,19 + 292 + 195 = 1797 кН

Mtot II = Mcol II + Qtot II · Нф =826,87 + 81,91 ⋅ 1,5 = 950 кНм

Qtot II = Qcol II = 81,91 кН

## 4.4 Расчетное сопротивление грунта

Уточняем расчетное сопротивление R для принятых размеров фундамента (l = 4,2 м, b = 3 м, d = 2,05 м)

 =

=(1,1·1) ·(0,12·1·4,2·8,21+1,47· [0,8·17,05+(2,05-0,8) ·8,21] +3,82·29) = 140 кПа

## 4.5 Давление на грунт под подошвой фундамента

Определяем среднее PII mt, максимальное PII max и минимальное PII min давления на грунт под подошвой фундамента:

P II max = Ntot II /A + Mtot II / W = 179712,6 + 950⋅6/3⋅4,2² = 251 кПа

P II min = Ntot II /A - Mtot II / W = 1797/12,6 - 950⋅6/3⋅4,2² = 35 кПа

P II max = 251 кПа < 1,2⋅R = 1,2 ⋅ 140 = 168 кПа

Условие ограничения давлений не выполнены, увеличиваем размеры подошвы фундамента.

Принимаем фундамент ФВ 13-1 с размерами подошвы l = 4,2 м, b = 3,6 м, тогда

А = l ⋅ b = 15,2 м2, Нф = 1,5 м, объём бетона Vfun = 9,3 м3

Gfun II = Vfun ⋅γb ⋅ γf = 9,3 ⋅ 25⋅1 = 232,5 кН

Vg = l⋅b⋅d - Vfun = 4,2 ⋅ 3,6 ⋅ 2,05 –9,3 = 21,6 м3

Gg II = Vg ⋅ kpз ⋅ γII ⋅ γf = 21,6 ⋅ 0,95 ⋅ 17,05 ⋅ 1 = 350 кН

Все нагрузки, действующие на фундамент, приводим к центру тяжести подошвы:

Ntot II = Ncol II + Gg II + Gfun II =1310,19 + 350 + 232,5 = 1893 кН

Mtot II = Mcol II + Qtot II · Нф =826,87 + 81,91 ⋅ 1,5 = 950 кНм

Qtot II = Qcol II = 81,91 кН

Давление на грунт под подошвой фундамента

P II max = Ntot II /A + Mtot II / W = 1893/15,2 + 950⋅6/3,6⋅4,2² = 215 кПа

P II min = Ntot II /A - Mtot II / W = 1893/15,2 - 950⋅6/3,6⋅4,2² = 35 кПа

P II max = 215 кПа < 1,2⋅R = 1,2 ⋅ 140 = 168 кПа

Условие ограничения давлений не выполнены, увеличиваем размеры подошвы фундамента.

Принимаем фундамент ФВ 14-1 с размерами подошвы l = 4,8 м, b = 3,6 м, тогда

А = l ⋅ b = 17,28 м2, Нф = 1,5 м, объём бетона Vfun = 10,2 м3

Gfun II = Vfun ⋅γb ⋅ γf = 10,2 ⋅ 25⋅1 = 255 кН

Vg = l⋅b⋅d - Vfun = 4,8 ⋅ 3,6 ⋅ 2,05 –10,2 = 25,2 м3

Gg II = Vg ⋅ kpз ⋅ γII ⋅ γf = 25,2 ⋅ 0,95 ⋅ 17,05 ⋅ 1 = 408 кН

Все нагрузки, действующие на фундамент, приводим к центру тяжести подошвы:

Ntot II = Ncol II + Gg II + Gfun II =1310,19 + 408 + 255 = 1973 кН

Mtot II = Mcol II + Qtot II · Нф =826,87 + 81,91 ⋅ 1,5 = 950 кНм

Qtot II = Qcol II = 81,91 кН

Давление на грунт под подошвой фундамента

P II max = Ntot II /A + Mtot II / W = 1973/17,28 + 950⋅6/3,6⋅4,8² = 182 кПа

P II min = Ntot II /A - Mtot II / W = 1973/17,28 - 950⋅6/3,6⋅4,8² = 45 кПа

P II max = 182 кПа < 1,2⋅R = 1,2 ⋅ 140 = 168 кПа

Условие ограничения давлений не выполнены, увеличиваем размеры подошвы фундамента.

Принимаем фундамент ФВ 15-1с размерами подошвы l = 4,8 м, b = 4,2 м, тогда

А = l ⋅ b = 20,16 м2, Нф = 1,5 м, объём бетона Vfun = 11,7 м3

Gfun II = Vfun ⋅γb ⋅ γf = 11,7 ⋅ 25⋅1 = 293 кН

Vg = l⋅b⋅d - Vfun = 4,8 ⋅ 4,2 ⋅ 2,05 –11,7 = 29,6 м3

Gg II = Vg ⋅ kpз ⋅ γII ⋅ γf = 29,6 ⋅ 0,95 ⋅ 17,05 ⋅ 1 = 480 кН

Все нагрузки, действующие на фундамент, приводим к центру тяжести подошвы:

Ntot II = Ncol II + Gg II + Gfun II =1310,19 + 480 + 293 = 2083 кН

Mtot II = Mcol II + Qtot II · Нф =826,87 + 81,91 ⋅ 1,5 = 950 кНм

Qtot II = Qcol II = 81,91 кН

Давление на грунт под подошвой фундамента

P II max = Ntot II /A + Mtot II / W = 2083/20,16 + 950⋅6/4,2⋅4,8² = 162 кПа

P II min = Ntot II /A - Mtot II / W = 2083/20,16 - 950⋅6/3,6⋅4,8² = 44 кПа

P II max = 162 кПа < 1,2⋅R = 1,2 ⋅ 140 = 168 кПа

P II min = 44 кПа > 0

P II mt = Ntot II /A = 2083/20,16 = 94,4

P II mt = 94,4 < R = 140

Все условия ограничения давлений выполнены.

Эпюра контактных давлений по подошве фундамента приведена на рисунке 5.

## 4.6 Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования

Для расчета осадки фундамента методом послойного суммирования составляем расчетную схему, совмещенную с геологической колонкой по оси фундамента А-5 (Рис.6).

Напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента при планировке срезкой в соответствии с п.1 прил.2 СНиП 2.02.01-83

σzg,0 = [γII⋅dw + γsb II ⋅(d - dw)] = [17,05⋅0,8 + 8,21 ⋅ (2,05 – 0,80)] = 24 кПа

Дополнительное вертикальное давление на основание от внешней нагрузки на уровне подошвы фундамента:

σzp 0 = P0 = PII mt - σzg,0 = 94,4 – 24 = 70,4 кПа

Соотношение сторон подошвы фундамента

η = l/b = 4,8/4,2 = 1,1

Значения коэффициента α устанавливаем по табл.1 прил.2 СНиП 2.02.01-83

Для удобства пользования указанной таблицей из условия ξ=2hi/b=1,68/4,2=0,4 принимаем толщину элемента слоя грунта hi = 0,2 ⋅ b = 0,2 ⋅ 4,2 = 0,84 м

Дальнейшие вычисления сводим в таблицу 8

Определение осадки

Таблица 8

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| zi, м | ξ=2zi/b | zi + d, м | α | σzp = α⋅P0,кПа | σzg = σzg,0 ++ γsb, i ⋅ zi,кПа | 0,2⋅σzg,кПа | Е,кПа |
| 0 | 0 | 2,05 | 1,000 | 70,40 | 24,00 | 4,80 | 8000 |
| 0,84 | 0,4 | 2,65 | 0,963 | 67,80 | 30,90 | 6,18 | 8000 |
| 1,68 | 0,8 | 3,25 | 0,812 | 57,16 | 37,80 | 7,56 | 8000 |
| 2,52 | 1,2 | 3,85 | 0,625 | 44,00 | 44,70 | 8,94 | 8000 |
| 3,36 | 1,6 | 4,45 | 0,469 | 33,02 | 52,60 | 10,52 | 6000 |
| 4, 20 | 2,0 | 5,05 | 0,355 | 25,00 | 59,70 | 11,94 | 6000 |
| 5,04 | 2,4 | 5,65 | 0,274 | 19,30 | 66,90 | 13,38 | 6000 |
| 5,88 | 2,8 | 6,25 | 0,215 | 15,14 | 73,15 | 14,63 | 16000 |
| 6,72 | 3,2 | 6,85 | 0,172 | 12,11 | 80,17 | 16,03 | 16000 |
| 7,56 | 3,6 | 7,45 | 0,141 | 9,92 | 87, 20 | 17,44 | 16000 |

Граница глины и суглинка условно смещена до глубины zi = 3,36 м от подошвы (фактическое положение на глубине z = 3,35 м), а граница суглинка и глины смещена до глубины zi = 5,04 м от подошвы (фактическое положение на глубине z = 5,05). На глубине Hc = 6,72 м от подошвы фундамента выполняется условие СНиП 2.02.01-83 (прил.2, п.6) ограничения глубины сжимаемой толщи основания (ГСТ)

σzp= 12,11 кПа ≈ 0,2⋅σzg = 0,2⋅80,17 = 16,03

поэтому послойное суммирование деформаций основания производим в пределах от подошвы фундамента до ГСТ.

Осадку основания определяем по формуле:



Условие S = 2,6 см < Su = 12,0 см выполняется (значение Su = 12,0 см принято по таблице прил.4 СНиП 2.02.01-83).

Расчетная схема и эскиз фундамента на распределительной подушке приведена на Рис.6.

## 5. Расчет и проектирование варианта фундамента на искусственном основании, в виде песчаной распределительной подушки

## 5.1 Глубина заложения фундамента

Аналогично фундаменту на естественном основании назначаем глубину заложения фундамента d = 2,05 м. Принимаем для устройства подушки песок среднезернистый, плотный, имеющий проектные характеристики: E = 45 МПа; е = 0,50; γ II = 20,2 кН / м3; γn,sb = 10,7 кН/м3.

## 5.2 Определение требуемой площади подошвы фундамента

Для определения площади Атр подошвы фундамента принимаем расчетное сопротивление R0 = 500 кПа, материала песчаной подушки, среднезернистого песка.

Тогда Атр=Ncol II / (R0 - γmt⋅d) = 1310,19 / (500 - 20⋅2,05) = 2,85 м2

## 5.3. Выбор фундамента и определение нагрузки на грунт

В соответствии с требуемой величиной площади подошвы Атр = 2,85 м2 и высотой фундамента Нф = d = 1,5 м, подбираем типовой фундамент серии 1.412-2/77.

Принимаем фундамент ФВ 12-1, размеры которого l = 4,2 м, b = 3,0 м, Нф = 1,5 м; объем бетона Vfun = 7,8 м3

Вычисляем расчетное значение веса фундамента и грунта на его уступах:

Gfun = Vfun⋅γb⋅γf = 7,8⋅25⋅1 = 195 кН

Vg = l⋅b⋅d – Vfun = 4,2⋅3⋅2,05 – 6,8 = 19,03 м3

Gg II = Vg⋅ Kрз ⋅γII ⋅γf = 19,03⋅0,95⋅17,05⋅1 = 308 кН

Все нагрузки, действующие на фундамент, приводим к центру тяжести подошвы:

Ntot II = Ncol II + Gg II + Gfun II =1310,19 + 308 + 195 = 1813 кН

Mtot II = Mcol II + Qtot II · Нф = 826,87 + 81,91 ⋅ 1,5 = 950 м

Qtot II = Qcol II = 81,91 кН

## 5.4 Расчетное сопротивление грунта

Уточняем расчетное сопротивление R песка подушки для принятых размеров фундамента (l = 4,2 м; b = 3,0; d= 1,5 м):

R=R0(1+k1(b-b0) /b0) +k2⋅γII (d-d0) =500⋅ [1 + 0,125 ⋅ (3 - 1) /1)] +0,25⋅17,05(2,05-2) =731,5 кПа

## 5.5 Давление на подушку под подошвой фундамента

Определяем среднее PII mt, максимальное PII max и минимальное PII min давления на распределительную песчаную подушку фундамента:

 = 144+108= 252кПа

 = 144-108 = 36 кПа

PII max = 252 кПа < 1,2⋅R = 1,2⋅731,5 = 877,8 кПа

PII min = 36 кПа > 0

134 кПа < R = 731,5 кПа

Все требования по ограничению давлений выполнены.

## 5.6 Определение толщины распределительной подушки

Назначаем в первом приближении толщину песчаной подушки hп = 0,9 м. Проверяем выполнение условия σzp + σzg ≤ Rz, для этого определяем при z = hп = 0,9 м:

а) σzg = γII⋅dw + γsb II⋅(d – dw) + γsb п ⋅ z = 17,05 ⋅ 0,80 + 8,21⋅ (2,05 – 0,80) + 10,7⋅0,9=33,5 кПа

б) σzp = α⋅(PII mt – σzg, 0) = 0,91 ⋅ (134 – 21,85) = 102 кПа

σzg, 0 = γII ⋅ dw + γsb II ⋅ (d - dw) = 17,05⋅0,8 + 8,21 ⋅ (2,05 – 0,8) = 23,9 кПа

α = 0,91 для ξ = 2z/b = 2⋅0,9/3 = 0,6 и η = l/b = 4,2/3 = 1,4

Коэффициент α определен интерполяцией из табл.1 прил.2 к СНиП 2.02.01-83

в) Az = Ntot/σzp = 1813/102 = 16,52 м²

а = (4,2-3) /2 = 0,6 м;  м

=

= 180 кПа

σzg + σzp = 33,5 + 102 = 135,5 < Rz = 180 кПа

Условие проверки выполняется

5.7. Расчет осадки методом послойного суммирования

Для расчета осадки фундамента методом послойного суммирования составляем расчетную схему, совмещенную с геологической колонкой по оси фундамента А-5.

Напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента при планировке срезкой в соответствии с п.1 прил.2 СНиП 2.02.01-83:

σzg,0 = [γII⋅dw + γsb II ⋅(d - dw)] = [17,05⋅0,8 + 8,21 ⋅ (2,05 – 0,8)] = 24 кПа

Дополнительное вертикальное давление на основание от внешней нагрузки на уровне подошвы фундамента:

σzp 0 = P0 = PII mt - σzg,0 = 134 – 24 = 110 кПа

Соотношение сторон подошвы фундамента η = l/b = 4,2/3 = 1,4

Значения коэффициента α устанавливаем по табл.1 прил.2 СНиП 2.02.01-83.

Для удобства пользования указанной таблицей из условия ξ=2hi/b=1,2/3=0,4 принимаем толщину элемента слоя грунта hi = 0,2 ⋅ b = 0,2 ⋅ 3 = 0,6 м

Дальнейшие вычисления сводим в таблицу 9

Определение осадки

Таблица 9

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| zi, м | ξ=2zi/b | zi + d, м | α | σzp = α⋅P0,кПа | σzg = σzg,0 ++ γsb, i ⋅ zi,кПа | 0,2⋅σzg,кПа | Е,кПа |
| 0 | 0 | 2,05 | 1,000 | 110,00 | 24,00 | 4,80 | 45000 |
| 0,60 | 0,4 | 2,65 | 0,966 | 106,26 | 28,93 | 5,79 | 45000 |
| 1, 20 | 0,8 | 3,25 | 0,824 | 90,64 | 33,85 | 6,77 | 8000 |
| 1,80 | 1,2 | 3,85 | 0,644 | 70,84 | 38,77 | 7,75 | 8000 |
| 2,40 | 1,6 | 4,45 | 0,490 | 53,90 | 43,70 | 8,74 | 8000 |
| 3,00 | 2,0 | 5,05 | 0,375 | 41,25 | 48,63 | 9,72 | 8000 |
| 3,60 | 2,4 | 5,65 | 0,291 | 32,01 | 54,10 | 10,82 | 6000 |
| 4, 20 | 2,8 | 6,25 | 0, 194 | 21,34 | 59,11 | 11,82 | 6000 |
| 4,80 | 3,2 | 6,85 | 0,175 | 19,25 | 65,90 | 13,18 | 16000 |
| 5,40 | 3,6 | 7,45 | 0,152 | 16,72 | 71,14 | 14,23 | 16000 |
| 6,00 | 4,0 | 8,05 | 0,126 | 13,86 | 76,38 | 15,28 | 16000 |
| 6,60 | 4,4 | 8,65 | 0,099 | 10,89 | 81,62 | 16,32 | 16000 |
| 7, 20 | 4,8 | 9,25 | 0,084 | 9,24 | 86,85 | 17,37 | 16000 |

Граница глины и суглинка условно смещена до глубины zi = 3,00 м от подошвы (фактическое положение на глубине z = 3,35 м), а граница суглинка и глины смещена до глубины zi = 4,8 м от подошвы (фактическое положение на глубине z = 5,05). На глубине Hc =6,0 м от подошвы фундамента выполняется условие СНиП 2.02.01-83 (прил.2, п.6) ограничения глубины сжимаемой толщи основания (ГСТ) поэтому послойное суммирование деформаций основания производим в пределах от подошвы фундамента до ГСТ

σzp= 13,86 кПа ≈ 0,2⋅σzg = 0,2⋅76,38 = 15,28



Осадку основания определяем по формуле:

Условие S = 3,5 см < Su = 12,0 см выполняется (значение Su = 12,0 см принято по таблице прил.4 СНиП 2.02.01-83).

Расчетная схема и эскиз фундамента на распределительной подушке приведена на рис.7.

## 6. Расчет и проектирование свайного фундамента

Рассмотрим вариант свайного фундамента из забивных висячих свай сечением 300x300 мм, погружаемых дизельным молотом.

## 6.1 Глубина заложения подошвы ростверка

Назначаем глубину заложения подошвы ростверка:

Расчетная глубина промерзания грунта от поверхности планировки DL равна df = 1,27 м.

По конструктивным требованиям, также как и для фундамента на естественном основании верх ростверка должен быть на отметке – 0,700, размеры подколонника (стакана) в плане lcf x bcf = 2100 x 1200 мм, минимальная высота ростверка должна быть

hr ≥ dp + hp = 1250 + 500= 1750 мм = 1,75 м

Для дальнейших расчетов принимаем большее из двух значений (1,27 и 1,75 м), т.е. hr = 1,8 м (кратно 150 мм), что соответствует глубине заложения –2,05м (абс. отм.63,35).

## 6.2 Необходимая длина свай

В качестве несущего слоя висячей сваи принимаем глину (слой 4), тогда необходимая длина сваи должна быть не менее: lсв = h1 + h2 + h3 = 0,05 + 5,05 + 1 = 6,1 м (рис.8)

Принимаем типовую железобетонную сваю С7-30 (ГОСТ 19804.1-79\*) квадратного сечения 300 х 300 мм, длиной L = 7 м. Класс бетона сваи В20. Арматура из стали класса А-III 4 ∅12, объем бетона 0,64 м3, масса сваи 1,6 т, толщина защитного слоя ав = 20 мм.

## 6.3 Несущая способность одиночной сваи

Определяем несущую способность одиночной сваи из условия сопротивления грунта основания по формуле (8) СНиП 2.02.03-85:

Fd = γC ⋅ (γCR ⋅ R ⋅ A + U ⋅ ∑γcf ⋅ fi ⋅ hi).

В соответствии с расчетной схемой сваи (рис.8) устанавливаем из табл.1 СНиП 2.02.03-85 для глины (IL = 0,2) при z = 8,1 м расчетное сопротивление R = 4788 кПа. Для определения fi расчленяем каждый однородный пласт грунта (инженерно-геологический элемент) на слои Li ≤ 2 м и устанавливаем среднюю глубину расположения zi каждого слоя, считая от уровня природного рельефа. Затем по табл.2 СНиП 2.02.03. -85, используя в необходимых случаях интерполяцию, устанавливаем:

для глины при IL = 0,60 и z1 = 2,95 м ⇒ f1 = 14,3 кПа

для глины при IL = 0,60 и z2 = 4,625 м ⇒ f2 = 16,8 кПа

для суглинка при IL = 0,60 и z3 = 6,15 м ⇒ f3 = 18,2 кПа

для глины при IL = 0,20 и z4 = 7,95 м ⇒ f4 = 62,1 кПа

Площадь опирания сваи на грунт А = 0,3 х 0,3 = 0,09 м2, периметр U = 0,3 ⋅ 4 = 1,2 м. Для сваи сплошного сечения, погружаемой забивкой дизельным молотом, по табл.3 СНиП 2.02.03-85 γCR = γCf =1, γС = 1. Тогда:

Fd =1⋅ [1⋅4788⋅0,09 + 1,2⋅1⋅(14,3⋅2,0 + 16,8⋅1,35 + 18,2⋅1,7 + 62,1⋅1,90)] = 671 кН

## 6.4 Требуемое число свай

Определяем требуемое число свай в фундаменте в первом приближении при Ncol I =1572,22 кН



Принимаем n равным 5

## 6.5. Размещение свай в кусте

Размещаем сваи в кусте по типовой схеме. Окончательно размеры подошвы ростверка назначаем, (рис.9) придерживаясь унифицированных размеров в плане, кратных 0,3 м, и по высоте, кратных 0,15м. (рис.8).

## 6.6 Вес ростверка и грунта на его уступах

Определим вес ростверка и грунта на его уступах.

Объем ростверка: Vr = 3·1,8⋅0,9 + 1,5⋅1,2 ⋅ 0,6 = 6,37 м3

Объем грунта: Vgr = 3·1,5⋅1,5 - Vr = 9,45-6,37 = 3,08 м3

Вес ростверка и грунта:

Gr + Ggr = (Vr ⋅ γb + Vgr ⋅ Kрз ⋅ γII) ⋅γf = (6,37⋅ 25 + 3,08· 0,95⋅ 17,05) ⋅ 1,2 = 251 кН

## 6.7 Определение нагрузок

Все действующие нагрузки приводим к центру тяжести подошвы ростверка:

Ntot I = Ncol I + Gr I + Ggr I = 1572,22 + 251 = 1823 кН

Qtot I = Qcol I = 98,29 кН

Mtot I = Mcol I + Qtot I⋅Hr = 922,24 + 98,29 ⋅ 1,5 = 1070 кН⋅м

## 6.8 Определение расчетных нагрузок

Определяем расчетные нагрузки, передаваемые на крайние сваи в плоскости подошвы ростверка по формуле (3) СНиП 2.02.03-85:



NI max = 572,6 кН; NI min = 154,6 кН

Проверяем выполнение условия:

NI max= 574,6 < 1,2Fd/γк⋅γn = 1,2⋅671/1,33 = 605,4 кН

NI mt = (NI max + NI min) /2 = 727,2/2 = 363,6 кН

NI mt = 363,6 < Fd/γк⋅γn = 671/1,33 = 504,5 кН

NI min = 154,6 кН > 0

Условия проверки выполняются с достаточным приближением.

## 6.9 Предварительная проверка сваи по прочности материала

Выполним предварительную проверку сваи по прочности материала по графикам и указаниям учебного пособия.

Определяем коэффициент деформации α ε: 

Начальный модуль упругости бетона класса В20, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, по табл.18 СНиП 2.03.01-84, Еb = 24⋅103 МПа

Момент инерции поперечного сечения сваи: 

Условная ширина сечения сваи bp = 1,5⋅dсв + 0,5 = 1,5⋅0,3 + 0,5 = 0,95 м. Коэффициент пропорциональности к по табл.1 прил.1 к СНиП 2.02.03-85 для глины (IL = 0,60), принимаем к = 7 МН/м4. Коэффициент условий работы γс = 1



Глубина расположения условной заделки сваи от подошвы ростверка:

;

В заделке действуют усилия: продольная сила NI max = 574,6 кН; изгибающий момент:

 кН⋅м

Точка, соответствующая значениям указанных усилий, лежит на графике ниже кривой для принятой сваи (сечение 300х300, бетон класса В20, продольное армирование 4Ø 12АIII), следовательно, предварительная проверка показывает, что прочность сваи по материалу обеспечена.

Вывод: принимаем сваю С 7-30 сечение 300х300, бетон класса В20, продольное армирование 4Ø 12АIII количество свай n = 5.

## 6.10 Расчет ростверка на продавливание колонной

Класс бетона ростверка принимаем В20, тогда Rbt = 0,9 МПа (табл.13 СНиП 2.03.01-84). Рабочую высоту сечения принимаем h0 = 150 см. Схему к расчету см. (рис.10)

Расчетное условие имеет следующий вид: 

Размеры bcol = 500 мм, hcol = 1000 мм, c1 = 600 мм и c2 = 250мм, коэффициент надежности по назначению γn = 0,95.

Значения реакций по верхней горизонтальной грани:

а) в первом ряду от края ростверка со стороны наиболее нагруженной его части:



Величина продавливающей силы определяется по формуле:



Предельная величина продавливающей силы, которую может воспринять ростверк:



т.е. прочность ростверка на продавливание колонной обеспечена

## 6.11 Расчет свайного фундамента по деформациям

Выполним расчет свайного фундамента по деформациям на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок и момента по формуле 14 прил.1 к СНиП 2.02.03-85:



проверяем выполнение условия:



Горизонтальная нагрузка на голову сваи равна:



Коэффициент деформации αε = 0,837 м-1 (п.6.9. настоящего расчета). Условная ширина сечения сваи bp = 0,95 м. Прочностной коэффициент пропорциональности, для глины мягкопластичной (IL = 0,60), по табл.1прил.1СНиП 2.02.03-85 равен: a =50 кН/м3

Приведенное расчетное значение продольной силы  для приведенной глубины погружения сваи в грунт  = l ⋅ αε = 6,95⋅0,837 = 5,81 > 4 определяем по табл.2 прил.1 к СНиП 2.02.03-85 (шарнирное сопряжение сваи с ростверком) при l = 4 и zi = 0(уровень подошвы). Получаем  = 0,409, тогда:



Так как сила Hel = 27,73 кН > γn⋅HI = 0,95⋅19,7=18,17, то расчет ведем по первой (упругой) стадии работы системы свая-грунт.

При шарнирном опирании низкого ростверка на сваи М0 = 0 и  = 0, следовательно, формулы (30) и (31) по п.12 прил.1 к СНиП 2.02.03-85 примут вид:

 .

Определяем перемещение в уровне подошвы ростверка от единичной горизонтальной силы НII =1:



 1/кН,

где безразмерные коэффициенты А0 и В0 приняты по табл.5 прил.1 к СНиП 2.02.03-85 для приведенной глубины погружения сваи  = 4 м.





Так как up = 0,4 см < uu = 1см, условие ограничения горизонтального перемещения головы сваи выполнено.

## 6.12 Расчет устойчивости основания

Выполним расчет устойчивости основания, окружающего сваю по условию (25) прил.1 к СНиП 2.02.03-85, ограничивающему расчетное давление σz, передаваемое на грунт боковыми поверхностями сваи:

.

Здесь расчетный удельный вес грунта с учетом взвешивания воды (для слоя 2) γI = γsb = 8,21 кН/м3; φI = 60; cI = 19 кПа; коэффициент ξ = 0,6 (для забивных свай); коэффициент η1 = 0,7. При установлении значения коэффициента η2 по формуле (26) прил.1 к СНиП 2.02.03-85, используем данные табл.5, из которой следует, что момент от внешних постоянных нагрузок в сечении на уровне нижних концов свай составит для оси А:

Мс = 319 + 19 ⋅ 8,45 = 480 кНм

Момент от временных нагрузок в том же сечении составит:

Мt = 0 + 503,8 + 60,5 + (0 + 66,2 +3,7) ⋅ 8,45 = 1155 кНм



Расчетное давление на грунт σz, кПа, определяем по формуле (36) и указаниям п.13 прил.1 к СНиП 2.02.03-85:

,

для глубины , так как  > 2,5; откуда , а  = 0,85

Для этой приведенной глубины по табл.4 прил.1 СНиП 2.02.03-85 имеем:

А1 = 0,996; В1 = 0,849; С1 = 0,363; D1 = 0,103.



= 14 кПа

Как видно, 24,19 кПа,

т.е. устойчивость грунта, окружающего сваю, обеспечена.

## 6.13 Несущая способность сваи по прочности материала

Определим несущую способность сваи по прочности материала. Характеристики сваи: Rb = 11,5 МПа; Rsc = Rs = 365 МПа; b = dсв = 30 см; а = а` = 3 см; h0 = dсв – а` = 30 – 3 = 27 см; Аs = Аs’ = 4,52/2 = 2,26 см2.

Из формулы (37) прил.1 к СНиП 2.02.03-85 для указанных характеристик сваи получаем следующее выражение для определения моментов Мz в сечениях сваи на разных глубинах z от подошвы ростверка:



=1,2(0,8372·24·106·0,675·10-3·4·10-3·А3–0,837 ·24·106·0,675·10-3·2·10-3·В3+16,38·D3/0,837) =

= 54,5А3 – 32,5В3 + 23,5D3

Результаты дальнейших вычислений, имеющих целью определение Мz max, сводим в табл.10, причем при назначении Z используем соотношение  = Z ⋅ α ε, в котором значения Z принимаем по табл.4. прил.1 к СНиП 2.02.03-85.

Результаты вычислений изгибающих моментов

Таблица 10

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| /Zi |  | A3 | В3 | D3 | Мz |
| 0,48 | 0,4 | -0,011 | -0,002 | 0,400 | 8,7 |
| 0,96 | 0,8 | -0,085 | -0,034 | 0,799 | 15,25 |
| 1,43 | 1,2 | -0,287 | -0,173 | 1,183 | 17,78 |
| 1,91 | 1,6 | 0,673 | -0,543 | 1,507 | 16,40 |
| 2,39 | 2,0 | -1,295 | -1,314 | 1,646 | 15,80 |

Как видно из таблицы, Мz max I = 17,78 кНм действует на глубине z =1,43 м. Эпюра моментов показана на рис.12.

Эксцентриситеты продольной силы для наиболее и наименее нагруженных свай составляют соответственно:





Определим значения случайных эксцентриситетов по п.1.21. СНиП 2.03-01-84 для расчетной длины  м и поперечного размера сваи dсв = 30 см:







Так как полученные значения эксцентриситетов е 01 и е 02 больше еai, оставляем эти значения для дальнейшего расчета свай по п.3.20 СНиП 2.03.01-84.

Находим расстояния от точек приложения продольных сил NmaxI и NminI до равнодействующей усилий в арматуре S:





Определим высоту сжатой зоны бетона по формуле (37) СНиП 2.03.01-84:





Граничное значение относительной высоты сжатой зоны по табл.2.2 п.2.3.12, учебного пособия, составляет для стали А-Ш и бетона В20 ξR = 0,591

При , следовательно принимаем значение

x1 = 15,5 см для дальнейшего расчета.

Проверяем прочность сечения сваи по формуле (36) СНиП 2.03.01-84:

 кН < 

802 кН

 кН <

=315 кН

Несущая способность свай по прочности материала в наиболее нагруженных сечениях обеспечена.

## 6.14 Расчет осадки основания свайного фундамента

Определяем размеры и вес условного фундамента (по указаниям п.7.1. СНиП 2.02.03-85). Расчетная схема показана на рис.11.

°

Размеры свайного поля по наружному обводу:

 м;  м

Размеры площади подошвы условного массива:

 м

 м

Площадь подошвы условного массива Аусл = 3,6 · 2,4 = 8,64 м2

Объём условного массива Vусл = Aусл ⋅ hусл – Vr = 8,64 ⋅ 8,45 – 6,37 =66,6 м3

Вычислим средневзвешенное значение удельного веса грунта выше подошвы условного фундамента:

9,37 кН/м3

Вес грунта в объёме условного фундамента: Ggr = Vусл ⋅γII mt = 66,6·9,37 = 622 кН

Вес ростверка GrII = Vr ⋅ γb ⋅ γf = 6,37 ⋅ 24⋅1 = 153 кН

Вес свай Gсв II = 1,6 ⋅ 9,81⋅5⋅1 =78 кН

Расчетная нагрузка по подошве условного фундамента от веса грунта, ростверка и свай:

GII = 622 + 153 + 78 = 853 кН

Проверяем напряжения в плоскости подошвы условного фундамента.

Ntot II = Ncol II + GII = 1310,19 +853 = 2163 кН

Mtot II = Mcol II + Qcol II ⋅ Hr = 826,87 + 81,91⋅1,5 = 950 кНм

Расчетное сопротивление грунта основания условного фундамента в уровне его подошвы определим по формуле (7) СНиП 2.02.01-83:



Принимаем: γc1 = 1,2 γc2 = 1; k = 1; ϕII 4 = 18°; cII 4 = 44 кПа

Mγ = 0,43; Mq = 2,73; Mc = 5,31; γII mt = 9,25 кН/м3

= 551 кПа

Среднее давление PII mt по подошве условного фундамента:

 < R = 551 кПа

Максимальное краевое давление PII max:

433 < R = 551 кПа

Для расчета осадки методом послойного суммирования вычислим напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента:

σzg,0 = 17,05·0,8+8,21·3,35+8,51·1,7+8,95·1,9 = 72,6 кПа

Дополнительное вертикальное давление на основание от внешней нагрузки на уровне подошвы условного фундамента:

σzp 0 = P0 = PII mt - σzg,0 = 250 – 72,6 = 177,4 кПа

Соотношение сторон подошвы фундамента: 

Значения коэффициента α устанавливаем по табл.1 прил.2 СНиП 2.02.01-83.

Для удобства пользования указанной таблицей из условия:  принимаем толщину элемента слоя грунта hi = 0,2 ⋅ b = 0,2 ⋅ 2,4 = 0,480 м

Дальнейшие вычисления сводим в таблицу 11.

Определение осадки

Таблица 11

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| zi, м | ξ=2zi/b | zi + d, м | α | σzp = α⋅P0,кПа | σzg = σzg,0 ++ γsb, i ⋅ zi,кПа | 0,2⋅σzg,кПа | Е,кПа |
| 0 | 0 | 7,00 | 1,000 | 177,40 | 72,6 | 14,52 | 16000 |
| 0,480 | 0,4 | 7,480 | 0,973 | 172,60 | 76,90 | 15,38 | 16000 |
| 0,960 | 0,8 | 7,960 | 0,852 | 151,14 | 81, 19 | 16,24 | 16000 |
| 1,440 | 1,2 | 8,440 | 0,690 | 122,40 | 85,49 | 17,10 | 16000 |
| 1,920 | 1,6 | 8,920 | 0,544 | 96,50 | 89,78 | 17,96 | 16000 |
| 2,400 | 2,0 | 9,400 | 0,426 | 75,60 | 94,08 | 18,81 | 16000 |
| 2,880 | 2,4 | 9,880 | 0,337 | 60,00 | 98,37 | 19,67 | 16000 |
| 3,360 | 2,8 | 10,360 | 0,271 | 48,08 | 102,67 | 20,53 | 16000 |
| 3,840 | 3,2 | 10,840 | 0,220 | 39,02 | 106,97 | 21,39 | 16000 |
| 4,320 | 3,6 | 11,320 | 0,182 | 32,28 | 111,26 | 22,25 | 16000 |
| 4,800 | 4,0 | 11,800 | 0,152 | 26,96 | 115,56 | 23,11 | 16000 |
| 5,280 | 4,4 | 12,280 | 0,129 | 22,88 | 119,86 | 23,97 | 16000 |
| 5,760 | 4,8 | 12,760 | 0,111 | 19,69 | 124,15 | 24,83 | 16000 |
| 6,240 | 5,2 | 13,240 | 0,096 | 17,03 | 128,45 | 25,69 | 16000 |

На глубине Hc = 5,280м от подошвы условного фундамента выполняется условие СНиП 2.02.01-83 (прил.2, п.6) ограничения глубины сжимаемой толщи основания (ГСТ): σzp= 22,88 кПа ≈ 0,2⋅σzg = 23,97 кПа,

поэтому послойное суммирование деформаций основания производим в пределах от подош вы фундамента до ГСТ

Осадку основания определяем по формуле:

= 0,022 м = 2,2 см

Условие S = 2,2 см < Su = 12,0 см выполняется (значение Su = 12,0 см принято по таблице прил.4 СНиП 2.02.01-83).

## 7. Определение степени агрессивного воздействия подземных вод и разработка рекомендаций по антикоррозионной защите подземных конструкций

Для железобетонных фундаментов на естественном основании серии 1.412-2/77, принятых на основе технико-экономического сравнения вариантов, и технологического приямка установим наличие и степень агрессивного воздействия подземных вод по данным химического анализа, для соответственных грунтовых условий.

Для фундаментов и приямка предусматриваем бетон с маркой по водопроницаемости W4 на портландцементе по ГОСТ 10178-76, арматуру классов А-II и А-III. Фундаменты каркаса и приямок расположены ниже УПВ лишь частично, однако за счет возможных изменений УПВ и капиллярного подъема до 1,2 м над УПВ все поверхности фундамента и технологического приямка могут эксплуатироваться под водой, либо в зоне периодического смачивания. Степень агрессивного воздействия вода на подземные конструкции оцениваем в соответствии с табл.5, 6, 7 СНиП 2.03.11-85.

Коэффициент фильтрации глины, в котором расположены подземные конструкции, равен: Kf = 2,5 ⋅10-8 см/с ⋅ 86,4⋅103 с/сут = 0,216⋅10–2 см/сут = 2,16 ⋅ 10–2 м / сут < 0,1 м / сут, поэтому к показателям агрессивности, приведенным в табл.5, 6, 7 СНиП 2.02.11-85, необходимо вводить поправки в соответствии с примечаниями к указанным таблицам.

Определяем суммарное содержание хлоридов в пересчете на ионы Cl –, мг/л, в соответствии с прим.2 к табл.7 СНиП 2.03.11-85:

990 + 190⋅0,25 = 1038 мг/л

Дальнейшую оценку ведем в табличной форме (табл.12).

Анализ агрессивности воды для бетона на портландцементе

Таблица 12

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Показатель агрессивности | Номер таблицы СНиП 2.03.11-85 | Степень агрессивности среды по отношению к бетону марки W4 |
| Бикарбонатная щелочность  | 5 | отсутствует - неагрессивная |
| Водородный показатель  | 5 | 3,8< 4⋅1,3 – неагрессивная |
| Содержание агрессивной углекислоты  | 5 | 10=10 - слабоагрессивная |
| Содержание аммонийных солей  | 5 | 15 < 100⋅1,3 – неагрессивная |
| Содержание магнезиальных солей | 5 | 360<1000·1.3– неагрессивная |
| Содержание едких щелочей | 5 | 36<50000⋅1,3 - неагрессивная |
| Содержание сульфатов | 6 |  190<250⋅1,3 –неагрессивная |
| Содержание хлоридов | 7 | 500·1,3<1038 < 5000 ⋅ 1,3 – среднеагрессивная (в зоне капиллярного подсоса и переменногоУПВ)  |

## Заключение

При бетоне нормальной (Н) проницаемости (марка по водонепроницаемости W4 по табл.1 СНиП 2.03.11-85) в конструкциях фундаментов и приямка вода неагрессивна по содержанию бикорбанатной щелочности, водородного показателя, аммонийных и магнезиальных солей, едких щелочей, сульфатов слабоагрессивна по содержанию агрессивной углекислоты и по содержанию хлоридов среднеагрессивна.

Рассмотрим возможность обеспечения стойкости конструкций фундаментов и приямка за счет назначения проектных требований к материалам (первичная защита). Как следует из табл.11 СНиП 2.03.11-85, при среднеагрессивной среде и примененной арматуре классов А-II и А-III (группа 1 по табл.9 СНиП 2.03.11-85) требуется применение бетона пониженной проницаемости (марки W 6) либо оцинкованной арматуры (см. п.2.21 СНиП 2.03.11-85). Однако оцинкованная арматура дорога и дефицитна, а получение бетона пониженной проницаемости в условиях строительной площадки затруднено, поэтому необходимо выполнить специальную защиту фундаментов и приямка.

Для защиты подошвы фундамента и днища приямка при среднеагрессивной среде предусматриваем в соответствии с п.2.33 СНиП 2.03.11-85 устройство битумобетонной подготовки толщиной не менее 100 мм из втрамбованного в грунт щебня с поливкой битумом до полного насыщения.

Для защиты днища (по бетонной подготовке) и боковых поверхностей и гидроизоляции приямка в целом (в соответствии с указаниями п.2.34 и табл.13, а также рекомендациями прил.5 к СНиП 2.03.11-85) необходимо выполнить покрытие III группы - оклеечную гидроизоляцию из 3 слоев гидроизола на горячей битумной мастике с последующим устройством защитной стенки в 1/4 кирпича, пропитанного битумом.

Для защиты боковых поверхностей фундаментов выполнить полимерное покрытие на основе лака ХII-734 (хлорсульфированный полиэтилен).

Фундаменты и приямок выполнить из бетона нормальной (Н) проницаемости (марка по водонепроницаемости W4; водопоглощение не более 5,7% по массе; водоцементное отношение В/Ц не более 0,6).

## 8. Определение технико-экономических показателей. Сравнение и выбор основного варианта системы основание-фундамент

## 8.1 Подсчет объемов работ

1) Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на естественном основании.

Размеры фундамента ФВ15-1: l = 4,8 м; b = 4,2 м

Размеры котлована понизу: l = 4,8 + 0,6 = 5,4 м; b = 4,2 + 0,6 = 4,8 м

Грунт – глина, предельная крутизна откосов котлована 1: 0,25

Размеры котлована поверху: lв = 5,4 + 2⋅2,05⋅0,25 = 6,425 м; bв = 4,8 + 2⋅2,05⋅0,25 = 5,825 м

Размеры котлована по УПВ: lw = 5,4 + 2⋅(2,05-0,8) ⋅0,25 = 6,025 м

bw = 4,8 + 2⋅(2,05-0,8) ⋅0,25 = 5,425 м

Глубина котлована с учетом бетонной подготовки: h = 2,05+0,1=2,15 м

Формула для определения объёмов грунта: , где

S = 25,92 м2 – площадь котлована понизу

Sв = 37,43 м2 – площадь котлована поверху

Sw = 32,68 м2 – площадь котлована по УПВ

Объём котлована:  = 68 м³

Объем работ по водоотливу: = 29 м³

2) Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на искусственном основании, в виде песчаной распределительной подушки. Размеры фундамента ФВ12-1: l = 4,2 м; b = 3 м

Размеры котлована понизу:

l= l + 1,0 = 4,2 + 1,0 = 5,2 м; b= b + 1,0 = 3 + 1,0 = 4,0 м

a = h\*tg α = 0,9\*tg 30° = 0,5 м

а = 30° – угол рассеивания напряжений в подушке

β = 60° - угол наклона откоса котлована к горизонту

a′ = h\*ctg β = 0,9\*ctg 60° = 0,5

L= l+ 2\*a′ = 5,2 + 2\*0,5 = 6,2 м; B= b+ 2\*a′ = 4 + 2\*0,5 = 5,0 м

Размеры котлована поверху: l = 5,2 + 2·2,95·ctg 60° = 8,4 м; b= 4 + 2·2,95·ctg 60° = 7,2 м

Размеры котлована по УПВ: l = 5,2 + 2·(2,95 – 0,8) ·ctg 60° = 7,6 м

b = 4 + 2·(2,95 – 0,8) ·ctg 60° = 6,4 м

Глубина котлована h = 2,95 м;

S = 20,8 м2 – площадь котлована понизу

S = 60,48 м2 – площадь котлована поверху;

S = 31,00 м2 – площадь котлована по верху песчаной подушки;

S = 48,64 м2 – площадь котлована по УПВ.

Объём котлована:  = 114 м³

Объем песчаной подушки:  = 23 м³

Объем работ по водоотливу:

 = 46 м³

3) Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на сваях:

Размеры фундамента 3 х 1,8 м

Размеры котлована понизу: l = 3 + 0,6 = 3,6 м; b = 1,8 + 0,6 = 2,4 м

Грунт – глина, предельная крутизна откосов котлована 1: 0,25

Размеры котлована поверху: l = 3,6 + 2·2,05·0,5 = 5,65 м; b = 2,4 + 2·2,05·0,5 = 4,45 м;

Размеры котлована по УПВ: l = 3,6 + 2·(2,05 – 0,8) ·0,5 = 4,85 м

b = 2,4 + 2·(2,05 – 0,8) ·0,5 = 3,65 м;

Глубина котлована с учетом бетонной подготовки: h = 2,15 м;

S = 8,64 м2 – площадь котлована понизу;

S = 25,14 м2 – площадь котлована поверху;

S = 17,7 м2 – площадь котлована по УПВ.

Объём котлована:  = 35 м³

Объем работ по водоотливу:  = 13 м³

Объемы работ

Таблица 13

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №п/п | Наименование работ | Единица измерения | Объемработ | Количество |
| I. Фундамент на естественном основании (грунт I группы)  |
| по расчету принят фундамент ФВ15-1 |
| 1 | Разработка грунта экскаватором - обратная с ковшом вместимостью 0,5 м3 в отвал  | 1000 м3 | 68 | 0,068 |
| 2 | Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно)  | 100 м3 | 29 | 0,29 |
| 3 | Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 10 м бульдозером  | 1000 м3 | 51,5 | 0,0515 |
| 4 | Бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона В 3,5 под монолитным фундаментом | м3 | 2,2 | 2,2 |
| 5 | Установка фундамента с подколонником | м3 | 11,7 | 11,7 |
| II. Фундамент на искусственном основании (грунт II группы)  |
| по расчету принят фундамент ФВ12-1 |
| 1 | Разработка грунта экскаватором – обратная с ковшом вместимостью 0,5 м3 в отвал  | 1000 м3 | 114 | 0,114 |
| 2 | Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно)  | 100 м3 | 46 | 0,46 |
| 3 | Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 10 м бульдозером  | 1000 м3 | 101 | 0,101 |
| 4 | Установка подушки под фундамент | м3 | 23 | 23 |
| 5 | Установка фундамента с подколонником | м3 | 7,8 | 7,8 |
| III. Свайный фундамент (грунт I группы)  |
| по расчету принят ростверк 3 x 1,8 м; свая С7-30 |
| 1 | Разработка грунта экскаватором – обратная с ковшом вместимостью 0,5 м3 в отвал  | 1000 м3 | 35 | 0,035 |
| 2 | Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно)  | 100 м3 | 13 | 0,13 |
| 3 | Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 10 м бульдозером  | 1000 м3 | 26,6 | 0,0266 |
| 4 | Бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона В 3,5 под монолитным фундаментом | м3 | 0,64 | 0,64 |
| 5 | Установка ростверка | м3 | 6,37 | 6,37 |
| 6 | Погружение дизель – молотом на тракторе железобетонных свай длиной 8м в грунт II группы  | м3 | 3,15 | 3,15 |

## 8.2 Сметная себестоимость, трудозатраты и капитальные вложения

I. Фундамент на естественном основании (грунт II группы)

Таблица 14

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | № пунктаЕНиР | Наим. работ | Единицыизмер.  | Кол-во | Стоимость, руб.  | Затраты, чел. – ч.  | Кап. вложения, руб.  |
| Един.  | Общая | На един.  | Всего | Уд. дин.  | Всего |
| 1 | 1-57 | 1I | 1000м3 | 0,068 | 202,686 | 13,78 | 126,280 | 5,58 | 218,35 | 14,84 |
| 2 | синтез | 2I | 100м3 | 0,29 | 84,000 | 24,36 | 8,000 | 2,32 | 9,00 | 2,61 |
| 3 | 1-261 | 3I | 1000м3 | 0,0515 | 22,350 | 1,15 | 10,660 | 0,55 | 25,00 | 1,28 |
| 4 | 6-1 | 4I | м3 | 2,2 | 23,400 | 51,48 | 3,310 | 7,28 | 14,85 | 32,67 |
| 5 | 6-10 | 5I | м3 | 11,7 | 42,360 | 495,61 | 7,780 | 91,02 | 28,81 | 337,07 |
| Всего:  |  | 586,38 |  | 106,75 |  | 388,47 |

Накладные расходы (15%) равны: 87,95 руб. Сметная стоимость Сс = 674,33 руб.

II. Фундамент на искусственном основании (грунт II группы)

Таблица 15

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | № пунктаЕНиР | Наим. работ | Единицыизмер.  | Кол-во | Стоимость, руб.  | Затраты, чел. – ч.  | Кап. вложения, руб.  |
| Един.  | Общая | На един.  | Всего | Уд. дин.  | Всего |
| 1 | 1-57 | 1II | 1000м3 | 0,114 | 202,686 | 23,10 | 126,280 | 14,39 | 218,35 | 24,89 |
| 2 | синтез | 2 II | 100м3 | 0,46 | 84,000 | 38,64 | 8,000 | 3,68 | 9,00 | 4,14 |
| 3 | 1-261 | 3 II | 1000м3 | 0,101 | 22,350 | 2,25 | 10,660 | 1,07 | 25,00 | 2,52 |
| 4 | 30-2 | 4 II | м3 | 23 | 10,550 | 242,65 | 2,150 | 49,45 | 10,46 | 240,58 |
| 5 | 6-1 | 5 II | м3 | 7,8 | 42,320 | 330,10 | 6,070 | 47,34 | 33,00 | 257,4 |
| Всего:  |  | 636,74 |  | 115,93 |  | 529,53 |

Накладные расходы (15%) равны: 95,51. Сметная стоимость Сс = 732,25 руб.

III. Свайный фундамент (грунт II группы)

Таблица 16

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | № пунктаЕНиР | Наим. работ | Единицыизмер.  | Кол-во | Стоимость, руб.  | Затраты, чел. – ч.  | Кап. вложения, руб.  |
| Един.  | Общая | На един.  | Всего | Уд. дин.  | Всего |
| 1 | 1-57 | 1III | 1000м3 | 0,035 | 202,686 | 7,09 | 126,280 | 4,41 | 218,35 | 7,64 |
| 2 | синтез | 2 III | 100м3 | 0,13 | 84,000 | 10,92 | 8,000 | 1,04 | 9,00 | 1,17 |
| 3 | 1-261 | 3 III | 1000м3 | 0,0266 | 22,350 | 0,59 | 10,660 | 0,28 | 25,00 | 0,66 |
| 4 | 6-1 | 4 III | м3 | 0,64 | 23,400 | 14,97 | 3,310 | 2,11 | 14,85 | 9,5 |
| 5 | 6-7 | 5 III | м3 | 6,37 | 42,320 | 269,5 | 6,070 | 38,6 | 33,00 | 210,2 |
| 6 | 5-3 | 6III | м3 | 3,15 | 101,640 | 320,1 | 22,640 | 71,31 | 100,120 | 315,37 |
| Всего:  |  | 623,17 |  | 117,75 |  | 544,54 |

Накладные расходы (15%) равны: 93,47. Сметная стоимость Сс = 716,64 руб.

## 8.3 Технико-экономические показатели сравниваемых вариантов фундаментов (на один фундамент)

Таблица 17

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вариант | Приведенные затраты | Себестоимость | Затраты труда |
| системы | руб.  | % | руб.  | % | Чел. – ч.  | % |
| I | 720,94 | 100 | 674,33 | 100 | 106,75 | 100 |
| II | 795,79 | 109 | 732,25 | 108 | 115,93 | 108 |
| III | 781,98 | 108 | 716,64 | 106 | 117,75 | 109 |

Приведенные затраты определяются по формуле:

З = Сс + Ен К, где

Сс – себестоимость устройства фундаментов.

Ен– нормативный коэффициент сравнительной эффективности капитальных вложений = 0,12.

К – капитальные вложения в базу строительства.

ВЫВОД: По технико-экономическим показателям наиболее выгодным является фундамент на естественном основании (Вариант I).

## 9. Учет влияния примыкающих и заглубленных подземных конструкций

При наличии вблизи фундамента приямка следует устроить подбетонку с тем, чтобы выполнялось условие: Δh ≤ a ⋅ tgψ

tgψ = tgφI +  = tg 6 +  = 0, 208

PI = 1,2 ⋅ PIImt = 1,2 ⋅ 153 = 183,6 кПа; a = 1,45 м; a ⋅ tgψ = 1,45 ⋅ 0, 208 = 0,302 м

Принимаем Δh = 0,3 м

## 9.1 Расчет приямка

Определение активного бокового давления в пределах глубины Нпр

Hпр = 3 м; ln = 24 м; bn = 4 м

Характеристика грунта нарушенной структуры:

γ`I = 0,95 ⋅ γI = 0,95 ⋅ 16,85 = 16 кН/м3

φ`I = 0,9 ⋅ φI = 0,9 ⋅ 6 = 5,4°

γ`sb = γsb = 8,21 кН/м3

Горизонтальные составляющие активного давления

От веса грунта:

Eah = 1⋅ γfa⋅ = = 51,7 кН

= = 10,28

γfa = 1,1 – коэффициент надежности по нагрузке для бокового давления грунта

От полезной нагрузки:

Eqh = 1⋅ γtg⋅ qn ⋅ Hпр ⋅ = = 58,32 кН

γfg = 1,2– коэффициент надежности по нагрузке от qn

qn = 20 кПа – полезная нагрузка

От давления воды:

Ew = 1⋅ γfw⋅= = 26,62 кН

γfw = 1,1– коэффициент надежности по нагрузке для давления воды

Изгибающий момент и поперечная сила всех горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сечния 1-1

M1-1 = Eah⋅+ Eqh⋅+ Ew⋅= = 158,7 кНм

Q1-1 = Eah + Eqh + Ew = 51,7 + 58,32+ 26,62 = 136,64 кН

dn = Hпр + 0,4 + Δh = 3 + 0,4 + 0,3 = 3,7 м

0,4 – толщина днища приямка

E`ah = 1⋅ γfa⋅ = = 62,7 кН

E`qh = 1⋅ γtg⋅ qn ⋅ dn ⋅ = = 71,92 кН

E`w = 1⋅ γfw⋅= = 49,5 кН

N1-1 = E`ah + E`qh + E`w = 62,7+71,92+49,5 =18,12 кН

М = =

= 52,25 + 104,28 + 28,05 = 184,58кН⋅м

GI = ((ln + 2⋅bст) ⋅(bn + 2⋅bcт) ⋅(dn + 0,5) – ln ⋅ bn· Hпр)) ⋅ 2,5 ⋅ 9,81 ⋅ γfb =

= ((24 + 2⋅0,4) ⋅(4 + 2⋅0,4) ⋅(3,7 + 0,5) – 24 ⋅ 4 ⋅ 3) ⋅ 2,5 ⋅ 9,81 ⋅ 0,9 = 4678 кН собственный вес приямка

bcт = 0,4 м – толщина стен приямка

ln = 24 м – длинна приямка

γfb = 0,9 – коэффициент надежности по нагрузке

Fw = Aw ⋅ γw ⋅ (dn – dw) ⋅ γfw = 119,04⋅ 10 ⋅ (3,7 – 0,8) ⋅ 1,1 = 3808 кН сила всплытия

Aw = (bn + 2 ⋅ bст) (lст + 2 ⋅ bст) = (4 + 2 ⋅ 0,4) (24 + 2 ⋅ 0,4) = 119,04 м2 площадь основания приямка

Так как вес приямка GI больше силы всплытия Fw, то равномерно распределенная нагрузка q считается по формуле:

q = = = 3,7 Н/м2

pw = γw⋅(dn – dw) = 10 ⋅ (3,7 – 0,8) = 29 кН/м2 гидростатическое давление подземных вод

M2-2 = M += 184,58 + = 189,5 кНм

## 9.2 Расчет приямка на всплытие

 - условие невсплытия

γem = 1,2 – коэффициент надежности от всплытия

GI = 4678 кН; Fw = 3808 кН



Условие выполняется, приямок не всплывет

## Литература

Инструктивно-нормативная и справочная литература.

1. СНиП 2.02.01. -83\*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. М.: Стройиздат

2. СНиП 2.02.03. -85\*. Свайные фундаменты. / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1985.

3. СНиП 2.02.01. -84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР.М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1995.

4. СНиП 2.01.07. -85\*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1996.

5. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. Методические пособия.

6. Аверьянова Л.Н. Расчет и проектирование оснований и фундаментов промышленных зданий и сооружений. УГТУ-УПИ, 2000.

7. Аверьянова Л.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. УГТУ-УПИ, 1994.