

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ**

**ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

**(ДГТУ)**

Факультет Промышленное и гражданское строительство

(наименование факультета)

Кафедра Инженерная геология, основания и фундаменты

(наименование кафедры)

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | | |
| Зав. кафедрой | | «ИГОФ» |
| \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_ | | А.Ю. Прокопов |
| (подпись) | | (И.О.Ф.) |
| «\_\_\_» | \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_ 2021 г. | |

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

к курсовому проекту (работе) по дисциплине (модулю) «Основания и фундаменты»

(наименование учебной дисциплины (модуля))

на тему: «Основания и фундаменты промышленного здания»

Автор проекта (работы) \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_ \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

подпись И.О.Ф.

Направление/специальность, профиль/специализация:

08.03.01 «Строительство»

код направления наименование направления (специальности)

Промышленное и гражданское строительство

наименование профиля (специализации)

Обозначение курсового проекта (работы) ОФ \_\_\_\_\_\_\_ КР Группа \_\_\_\_\_

Руководитель проекта \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_ асс. В.М. Талалаева

подпись (должность, И.О.Ф.)

Проект (работа) защищен (а) \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_ \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_ \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

дата оценка подпись

**Содержание:**

1. Задание на проектирование.
2. Анализ условий площадки строительства.
3. Анализ назначения и конструктивные решения здания.
4. Проектирование железобетонного фундамента мелкого заложения стаканного

типа под крайнюю колонну.

* 1. Сбор нагрузок.
  2. Выбор глубины заложения.
  3. Определение размеров подошвы фундамента.
  4. Расчет осадки основания фундамента.
  5. Расчет элементов фундамента по прочности.
     1. Конструирование фундамента.
     2. Расчет на продавливание колонной дна стакана.
     3. Определение сечений арматуры плитной части фундамента.

1. Проектирование свайных фундаментов.
   1. Выбор вида сваи и определение её размеров.
   2. Определение несущей способности сваи.
   3. Размещение свай под ростверком и проверка нагрузок.
   4. Расчет осадки свайного фундамента.
   5. Конструирование ростверка.
2. Проектирование ленточных фундаментов в подвальной части здания
   1. Сбор нагрузок.
   2. Определение глубины заложения и ширины фундамента
3. Список литературы.

***1. Общее положение по проектированию***

***1.1. Анализ местных условий строительства***

Место строительства – Кострома относится к IV снеговому району по снеговой нагрузке, к I району по давлению ветра, при средней скорости ветра в зимний период v = 4 м/с. В соответствии с нормами сумма абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму для Костромы Мt=39.8.

В результате проведенных инженерно-геологических изысканий установлен геолого-литологический разрез грунтовой толщи:

слой №1 (от 0 до 0,6 ... 0,8 м) - почвенно-растительный;

слой №2 (от 0,6 ... 0,8 до 9,0 ... 9,6 м) – суглинок желто-бурый.

слой №3 (от 9,0 ... 9,6 м и до разведанной глубины 15,0 м) – глина темно-серая.

Подземные воды до глубины 15 м не встречены. Их подъем не прогнозируется.

Статистический анализ физических показателей грунтов позволил выделить в толще инженерно-геологические элементы (ИГЭ). Поскольку слой №1, который заведомо должен быть прорезан фундаментами, находится выше глубины промерзания и не оказывает существенного влияния на результаты расчетов, то его объединяем со слоем №2 в один инженерно-геологический элемент ИГЭ-1, распространяющийся от поверхности до глубины 9,0 – 9,6 м. Ниже находится песок крупный ИГЭ-2, глубину распространения которого принимаем от 9.0 м до разведанной глубины.

Производим классификацию грунтов по ГОСТ 25100-95.

***Таблица 1***

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Номер  слоя | *Е* | *ρ*ll | *ρ*s | W | Wp | WL | e | Cl | φl | Cll | φl1 |
| Мпа | т/м3 | т/м3 |  |  |  |  | кПа | град | кПа | град |
| ИГЭ-1  ИГЭ-2 | 19  35 | 1,76  1,78 | 2,70  2,65 | 0,12  0,08 | 0,18  - | 0,26  - | 0,720  0,606 | 18  1 | 20  33 | 27  2 | 23  36 |

*  для ИГЭ-I:

следовательно, по интерполяции получаем:

=240.

*  для ИГЭ-II:

,следовательно, по интерполяции получаем: =355.

Поскольку грунты не обладают специфическими свойствами, в районе строительства не ожидается проявления опасных инженерно-геологических процессов, грунты обоих ИГЭ имеют значения R0 > 150 кПа и Е > 5000 кПа, то на данном этапе проектирования можно сделать вывод о том, что оба слоя могут служить в качестве естественного основания.

Верхний почвенно-растительный слой в пределах застройки срезается на глубину 0,5 м и используется в дальнейшем для озеленения территории проектируемого промышленного предприятия.

***1.2. Анализ технологического назначения и конструктивного решения здания***

Необходимо запроектировать фундаменты для одноэтажного двухпролетного цеха, относящегося ко II классу ответственности. В каждом пролете расположены по два мостовых крана грузоподъемностью по 30 тонн. Коэффициент надежности по ответственности, согласно СП 22.13330.2016 для II класса γn = 1,0. Режим работы кранов 7К. Технологическое оборудование и заглубление помещения не оказывают влияния на фундаменты. Среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам цеха, в зимней период равна 20° С. Нагрузки на полы цеха вблизи колонн крайнего ряда отсутствуют.

Проектируемое одноэтажное производственное здание с полным железобетонным каркасом. Предельная осадка для такого здания Su = 8 см, предельный крен не нормируется. Предельный относительный эксцентриситет приложения равнодействующей в подошве фундамента εu = 1/6. Конструктивная схема здания - гибкая. Полы в цехе - бетонные по грунту.

Фундамент проектируется под типовую сборную двухветвевую колонну крайнего ряда с размерами bс х lс = 210 х 270 мм., отметка пяты колонны -1,050, шаг колонны 6 м. Нагрузки на фундамент определены в результате статического расчета рамы в невыгодных сочетаниях нагрузок. Результаты определения нагрузок в различных сочетаниях даны в таблице 2.

Нагрузка на обрез фундамента. Таблица 2.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Группа предельного состояния, в которой используются нагрузки | Номер сочетания | Значение усилий,  (Знак +, соответс.  след. направлениям) | | |
| М, кНм | N, кН | Q, кН |
| I  (первая) | 3 | 140 | 428 | 31 |
| 4 | -565 | 665 | -80 |
| II  (вторая) | 1 | 80 | 358 | 22 |
| 2 | -453 | 574 | -59 |

На фундамент передается нагрузка и от кирпичной стены толщиной b0=0,51 м и высотой Нl = 3х3+1,2=10,2 м.

где l = 6 м - шаг колонн;

γ = 18 кН/м3 - удельный вес кирпичной кладки;

Кn = 0,85 - коэффициент проёмности;

- коэффициент надежности по нагрузке;

γn = 1,0 - коэффициент надежности по назначению.

***2. Проектирование железобетонного фундамента стаканного типа под сборную железобетонную колонну промышленного здания***

***2.1. Выбор глубины заложения***

Глубина заложения фундамента d из условия прорезки почвенно-растительного слоя должна быть больше 0,5 м (d > 0,5 м).

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов по формуле:

dfn=d0 =0,23\* = 1,45 м,

где d0-глубина промерзания, для суглинка и глин равна 0,23,

Mt – сумма абсолютных значений среднемесячных температур за зиму.

Расчетная глубина сезонного промерзания при температуре в помещении 10°С с полами по грунту по формуле

df = Kh\*dfn = 0,7\*1,45=1,015 м,

где *Kh* – коэффициент, учитывающий температуру воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, наличие подвала или техподполья, а также состав полов.

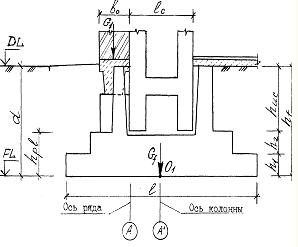
глубина заделки колонны в фундамент dспринимается для двухветвевых колонн

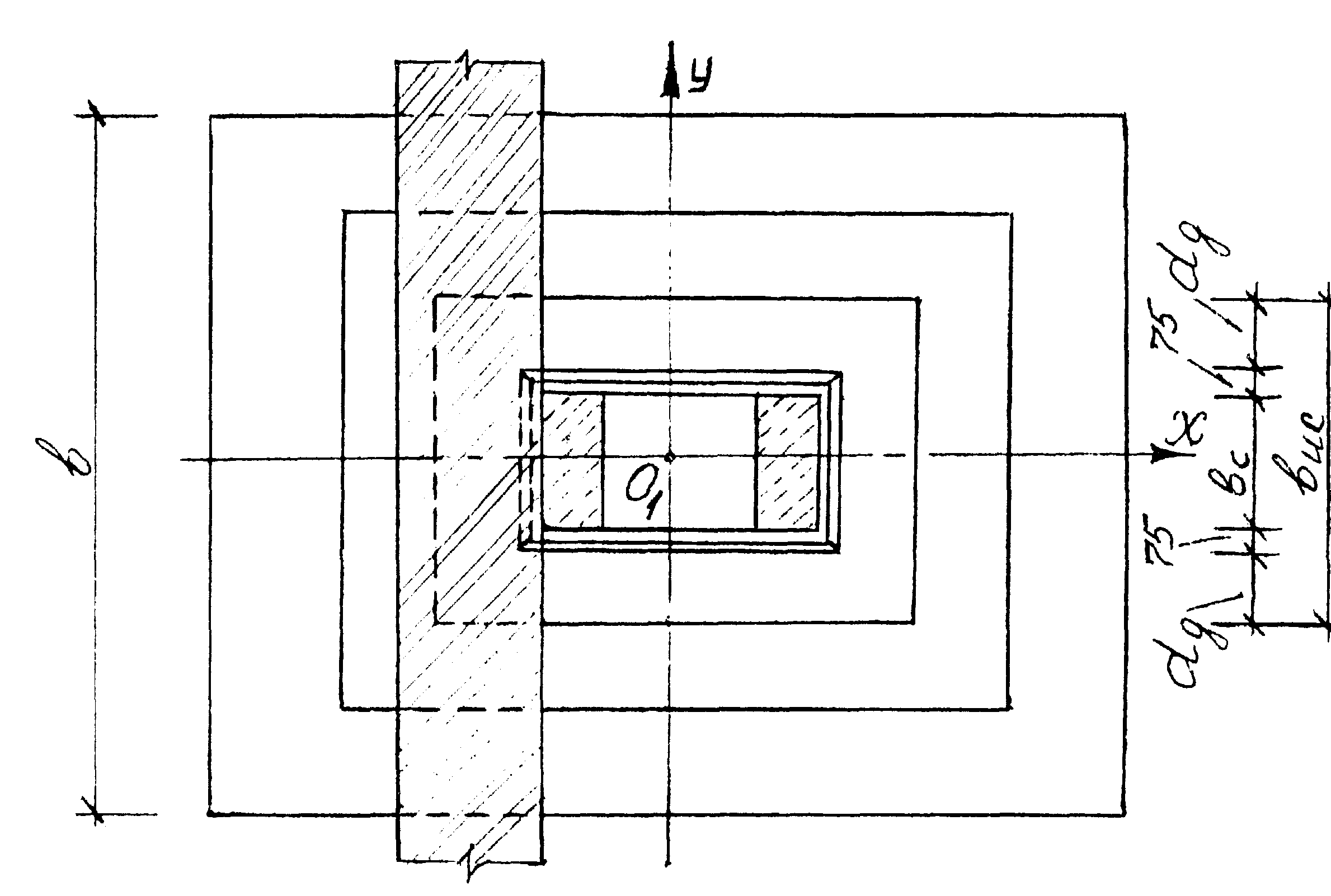
 (при lс<1,2м)

d ≥ 0,92 м.

Из конструктивных требований к заделке колонны в стакан высота фундамента по формуле

hf ≥ dс + hg + 0,05 = 0,92 + 0,2 + 0,05 = 1,17 м

Принимаем для промзданий hf ≥ 1,5м, d = hf = 1,5м, при этом высота фундамента кратна 300 мм



*Рис. 1. Схема проектируемого фундамента под крайнюю колонну цеха.*

## 2.2. Определение размеров подошвы фундамента

Размеры подошвы фундамента определяют исходя из расчета основания по деформациям. Площадь подошвы фундамента в первом приближении:

где NII - сумма всех вертикальных нагрузок в обрезе фундамента для расчетов по II группе предельных состояний, кН;

NII = NIIмах+G1=574+534=1108 кН.

Ro - табличное значение расчетного сопротивления грунта, кПа;

γmt ~ среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах; принимаемое в инженерных расчетах равным 20 кН/м3;

d - принятая глубина заложения фундамента.

Для прямоугольных фундаментов размеры подошвы назначают из соотношения: m= b/l = 0,6...0,85. Для заданных условий задачи принимаем m=0,75 и А=0,75·l2;

Отсюда l ===2,7м. Полученное значение округляем до величины кратной 0,3 м. Принимаем l=2,7 м., b=0,75·l=2,1м. Предварительно принимаем столбчатый фундамент 2,7х2,1 м.

Установим форму эпюры давлений в подошве фундамента обусловленную эксцентриситетом и сравним ее с допустимой: . =/ai. Находим нагрузки в подошве фундамента и эксцентриситет относительно точки О1:

Для первого сочетания нагрузок:



Gf-суммарный вес грунта, действующий на фундамент, его уступы и подготовки под полы;

Gf = b\*l (hf + 0,15)\*ymt\*yn =2,1·2.7·(1,5 +0,15)·20·0.95=178 кН.

Рассчитываем относительный эксцентриситет:

;

По первому сочетанию усилий эксцентриситет не превышает допустимый.

Для второго сочетания нагрузок:



Рассчитываем относительный эксцентриситет:

По второму сочетанию усилий эксцентриситет не превышает допустимый.

В обоих случаях , поэтому размеры подошвы фундамента не изменяются и смещение центра тяжести подошвы фундамента относительно оси колоны О1 не производим.

***2.3. Определение размеров фундамента***

Расчётное сопротивление грунта основания определяется по формуле:

где γcI, γсII - коэффициенты условий работы по приложению 26 [1];

γcI=1,25,γсII=1,0

Кz - коэффициент, зависящий от ширины подошвы фундамента (Кz=1, при b<10)

Mγ, Mq, Mc - коэффициенты, принимаемые по приложению 26 [1] в зави­симости от угла внутреннего трения (для ; Mγ = 0,61; Mq = 3,44; Mc = 6,04).

 усредненное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента. =18,3 кн/м3



усредненное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента; =17 кн/м3

d1 –глубина заложения фундамента;

db –высота подвала;

cII –значение коэффициента удельного сцепления. cII=14 кПа.

Давление в подошве фундамента для первого сочетания*:*

;

кПа

Давление в подошве фундамента для второго сочетания*:*

;

Размеры фундамента считаются подобранными удачными, если хотя бы в одном из условий отклонения составляют:

- перенапряжение ≤5%;

- недонапряжение ≤10%

Рассчитываем перенапряжение по наиболее невыгодному сочетанию:

5

Проверка выполняется.

***2.4. Расчет осадки основания фундамента***

Подобранные ранее размеры подошвы фундамента должны удовлетворять условию расчета основания по деформациям S≤Su,

где S-совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

Su- предельное значение совместной деформации основания и сооружения, которое принимается согласно СП 22.13330.2016. Su=8см.

Сначала разбиваем основание ниже подошвы фундамента на элементарные слои hi=0,4; b=0,4·2,1 =0,84 м. Принимаем hi=0,84 м. Таких слоев в пределах ИГЭ-1 принимаем 6 слоев, частично охватывая ИГЭ-2.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (z = 0) определяют по формуле:

=1,5·17,8=26,7 кПа.

где γII - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м;

d - глубина заложения фундамента от уровня планировки при срезке грун­та, м.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта σzg на границе

слоев, расположенных на глубине z от подошвы фундамента, находят по сле­дующей формуле:



где γIIi, hi- соответственно удельный вес, кH/м3 и толщина i-го слоя грунта, м.

Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно-дефор­мируемого полупространства определяют от действия вертикальных дополни­тельных напряжений в грунте:

где α - коэффициент, принимаемый по приложению 6 [1];

Р - среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

Промежуточные вычисления производим в табличной форме (табл.3.).

К расчету осадки основания столбчатого фундамента. Таблица 3.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 0 | 0 | 1 | 26,7 | 13,35 | 391 | 26,7 | 364,3 | 334,43 | 96 | 7900 |
| 84 | 0,8 | 0,836 | 41,625 | 20,8125 | 326,876 | 22,321 | 304,55 | 245,36 | 96 | 7900 |
| 168 | 1,6 | 0,511 | 56,604 | 28,302 | 199,801 | 13,644 | 186,16 | 149,18 | 96 | 7900 |
| 252 | 2,4 | 0,308 | 71,556 | 35,778 | 120,428 | 8,224 | 112,20 | 92,17 | 96 | 7900 |
| 336 | 3,2 | 0,198 | 86,508 | 43,254 | 77,418 | 5,287 | 72,13 | 60,84 |  |  |
| 420 | 4 | 0,136 | 101,46 | 50,73 | 53,176 | 3,631 | 49,54 | 42,62 |  |  |
| 504 | 4,8 | 0,098 | 116,412 | 58,206 | 38,318 | 2,617 | 35,70 | НГСТ | | |

Рассчитываем напряжение на разных глубинах:













Вертикальные напряжения от собственного веса при отрывке котлована грунта σzγ:

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

Определяем разность σzpi-σzγi:

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине z = Hc = 420 см, где выполняется условие σzp<0,5\*σzg.

Определим осадку фундамента:

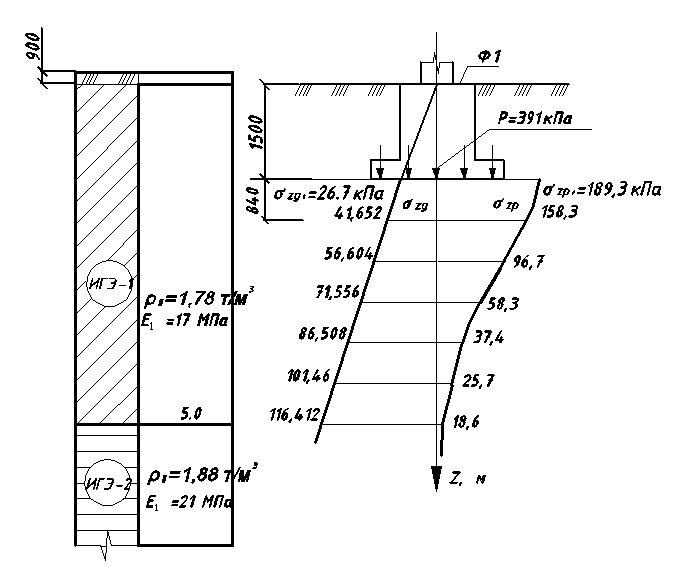
см.

Расчетное значение осадки основания фундамента меньше предельного:

S=3,6 см < Su=8 см.

Условие расчета основания по деформациям выполняется.

Схема к расчёту осадки основания фундамента по методу послойного суммирования:



***3. Проектирование ленточного фундамента здания АБК под стену с подвалом.***

***3.1 Проектирование ленточного фундамента в стадии завершенного строительства.***

Требуется запроектировать сборный сплошной ленточный фундамент под наружную продольную стену административно-бытового корпуса. Производим сбор нагрузок по СП 20.13330.2016. Здание трёхэтажное, стены кирпичные толщиной b1 = 0,51 м, удельный вес кладки 18 кН/м2. Расстояние между продольными стенами в осях L*=*6,0 м, в свету L0=5,6 м. Собственный вес конструкций перекрытия q = 3 кН/м2, покрытия q = 5 кН/м2). Высота стены Н=10,2 м, коэффициент проёмности m=0,85. Длина заделки плиты перекрытия над подвалом с=0,12 м. Стены подвала из сборных бетонных блоков, пол в подвале бетонный hcf=0,2 м, γcf=24 кН/м3.

***Сбор нагрузок***

Определяем нагрузки для расчетов по деформациям в уровне планировки.

Грузовая площадь:

м2,

где длина расчетного участка стены, принимаемая 1 м.п.;

расстояние в свету между стенами.

Вес стены:

N=l1·b1·H·γ·m·γf=1·0,51·10,2·18·0,85·1=79,6 кН/м

Вес междуэтажных перекрытий:

N1=Aгр·q1·n·γf= 2,8·3·3·1=25,2 кН/м

Вес покрытия:

N2=Aгр·q2·n·γf = 2,8·5·1·1=14 кН/м

Временная длительная нагрузка от перегородок:

N3=Aгр·q3·n·γf = 2,8·0,5·3·1=4,2 кН/м, (q3=0,5кПа, приложение 18)

Полезная нагрузка на административно-бытовое здание:

N4= Aгр·q4·n·γf =2,8·0,7·3·1=5,88 кН/м

Расчетное значение снеговой нагрузкиа:

N5= Aгр·q5=2,8·0,882=2,47 кН/м,

q5=S0=0,882 кН/м.

Суммарная вертикальная нагрузка на один погонный метр в уровне низа перекрытия над подвалом:

NII=N+N1+N2+ψ·(N3+N4+N5),

где ψ-коэффициент сочетания

NII=25,2+14+79,6+0,95·(4,2+5,88+2,47)=130,72 кН/м.

Отдельно определяем вертикальную нагрузку от перекрытия над подвалом:

N1= Агр·q1 + (Агр·q3 + Агр·q4) = 2,8·3 + 0,95(2,8·0,5 + 2,8·0,7) = 14,784 кН/м.

Эксцентриситет приложения нагрузки:

Момент от перекрытия над подвалом:

MI/ = N1·e1 = 14,784·0,215 = 3,18 кНм.

где *N1* - вертикальная нагрузка от перекрытия над подвалом, включая собственный вес перекрытия, нагрузку от перегородок и нагрузку на перекрытие, кН;

*e1* - эксцентриситет приложения нагрузки N1, м.

где *с* - длина заделки плиты в стену, принимаемая не менее 0,12 м*.*

***Выбор глубины заложения***

Из конструктивных соображений (обеспечение проектной высоты подвала) отметку подошвы фундамента назначаем *-* 3.60. Тогда:

- при высоте фундаментной плиты 0,3 м и высоте каждого из пяти рядов фундаментных блоков по 0,6 м перекрытие над подвалом укладывается на верхний блок;

- условие недопущения выпора грунта из-под подошвы фундамента соблюдается, так как hs + hsf = 0,6 м. > 0,5 м.*;*

- глубина заложения фундамента *d*, равная 3,15 м., превышает расчетную глубину сезонного промерзания грунта, значит, условие недопущения сил морозного пучения грунта под подошвой фундамента соблюдается;

- основанием фундамента будет служить суглинок твердый (ИГЭ-1), с расчетным сопротивлением грунта R0 = 250 кПа.

***Определим предварительное значение ширины подошвы ленточного фундамента:***

м*;*

Принимаем 0,8 м.

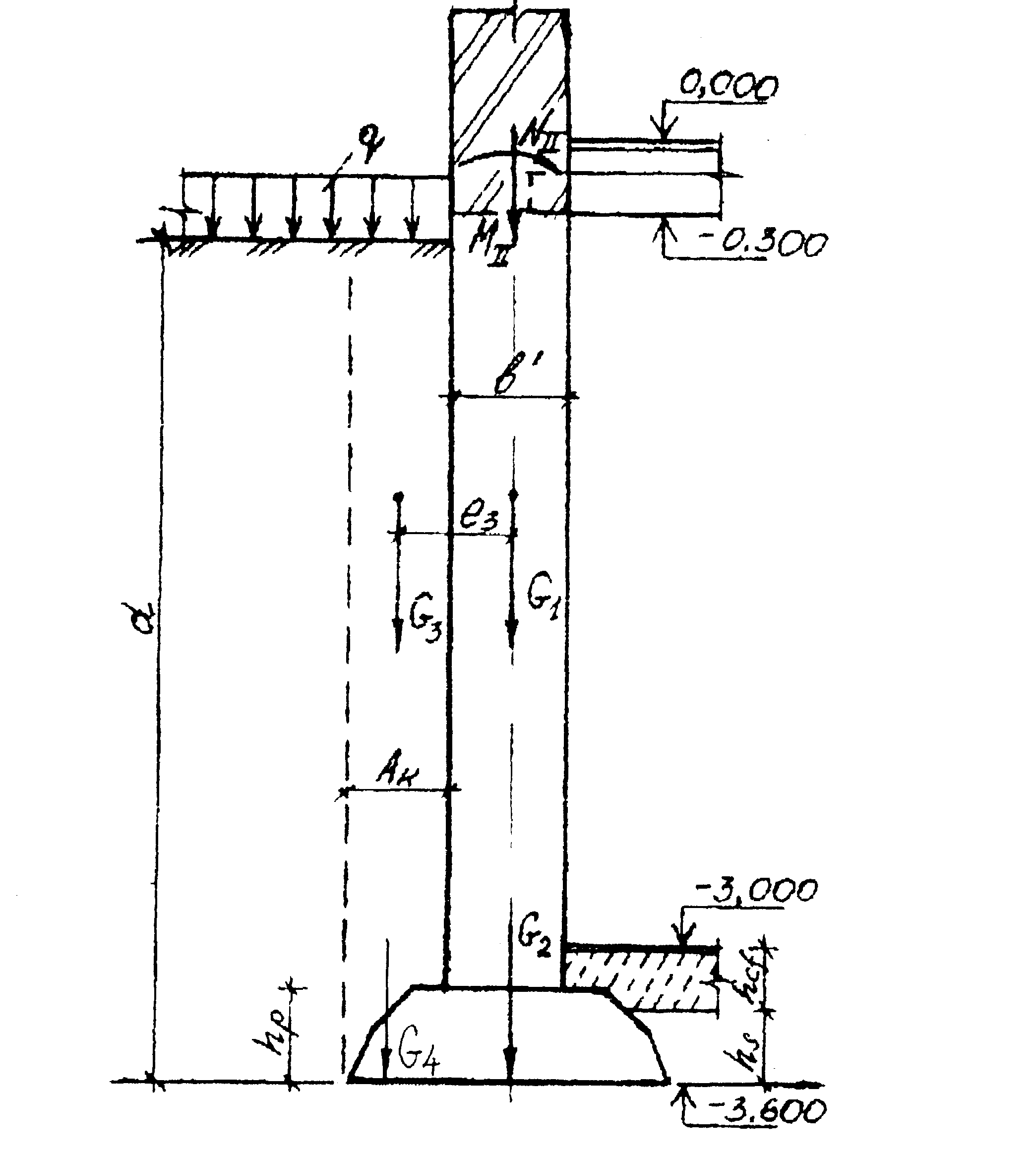


Рис. 3. К определению ширины фундамента

По приложению 30, выбираем марку ж/б фундаментной плиты ФЛ 8.24, шириной b = 800 мм, l = 2380 мм, h = 300 мм, а =150 мм.

вычислим уточненное расчетное сопротивление грунта:

кПа.

где  - коэффициенты условий работы по 20.13330.2016,

*b* - ширина подошвы фундамента, м;

** - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м3, *=*17кН/м3

 - то же, залегающих выше подошвы;*=*17кН/м3

*Сll* - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа. *Сll=*14 *кПа.*

В этой формуле приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала

м,

-расчетная глубина подвала, принимаем 2 м.

где hs = 0,4 м – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны пола подвала,

hcf = 0,2 м – толщина конструкций пола подвала

γcf = 24 кН/м³ – расчетное значение удельного веса конструкций пола подвала.

уточним ширину подошвы фундамента с учетом вычисленного значения R:

м

Оставляем принятую ж/б фундаментную плиту ФЛ 8.24.

***Определение вертикальной нагрузки в уровне подошвы фундамента на один погонный метр длинны.***

*кН.*

Вес одного метра стены подвала:

*кН/м,*

где b' - ширина стена подвала, назначаем из фундаментных стеновых блоков сплошных, из тяжелого бетона шириной b' = 0,5 м., марки ФБС 24.5.6 -Т

Вес одного метра фундаментной плиты:

*кН*

где*Gp, lp* – соответственно вес и длина фундаментной плиты (прил. 30).

Вес грунта на левом уступе фундаментной плиты:

*кН,*

где *кН/м*3

Усилия от временной нагрузки на внешней стороне фундамента:

*кН/м*

-интенсивность односторонней временной нагрузки.

*Определим опорные моменты*

Выбираем расчетную схему. Для этого проверяем соотношение *b’/b:*

Следовательно, расчетная схема стены подвала принимается в виде вертикальной балки, верхний конец которой в уровне низа перекрытия над подвалом шарнирно опёрт, а нижний конец в уровне подошвы фундамента защемлен.

Интенсивность активного бокового давления грунта в уровне поверхности планировки по формуле:

кПа.

Удельный вес обратной засыпки для расчетов по I группе предельных состояний:

γI/= γII/·1,05=17·1,05=17,85 кН/м3;

Высота эквивалентной нагрузке q слоя грунта:

м

Расчетное значение угла внутреннего трения обратной засыпки:

’lI =0,9·n =0,9·23° =20,7°;

Интенсивность активного бокового давления грунта в уровне подошвы фундамента по формуле:

кПа.

Определим значения опорных моментов. Для этого разобьем площадь эпюры боковых давлений на прямоугольную и треугольную составляющие. Момент в заделке от действия равномерно распределенной нагрузки 𝑞1 = = 4,91 кПа на участке 1 при 𝜉 = 3,15/3,3 = 0,95:

Момент в заделке от действия треугольной нагрузки на участке 2

Момент в заделке от веса грунта на уступе фундаментной плиты

Момент в заделке от вертикальной пригрузки на внешней стороне фундамента

Момент в заделке от действия момента приложенного в уровне перекрытия над подвалом

Суммарный момент в подошве фундамента

Определяем эксцентриситет и его относительное значение

,

В связи с тем, что значение относительного эксцентриситета 1/30<, фундамент следует рассматривать как внецентренно нагруженный.

*=* 79,26

Проверяем условие:

Условие выполняется.

***3.2. Расчет осадки основания фундамента***

Подобранные ранее размеры подошвы фундамента должны удовлетворять условию расчета основания по деформациям S≤Su,

где S-совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

Su- предельное значение совместной деформации основания и сооружения, которое принимается согласно СП 22.13330.2016. Su=8см.

Сначала разбиваем основание ниже подошвы фундамента на элементарные слои hi=0,4; b=0,4·0,8 =0,32 м. Принимаем hi=0,32 м. Таких слоев в пределах ИГЭ-1 принимаем 8, частично охватывая ИГЭ-2.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (z = 0) определяют по формуле:

=3,15·17=53,55 кПа.

где γII – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м;

d - глубина заложения фундамента от уровня планировки при срезке грунта, м.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта σzg на границе

слоев, расположенных на глубине z от подошвы фундамента, находят по сле­дующей формуле:

,

где γIIi, hi- соответственно удельный вес, kH/м3 и толщина i-го слоя грунта, м.

Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно-дефор­мируемого полупространства определяют от действия вертикальных дополни­тельных напряжений в грунте:

*,*

где α - коэффициент, принимаемый по приложению 6 [1];

Р - среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

Промежуточные вычисления производим в табличной форме (табл.4.).

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 0 | 0 | 1 | 53,55 | 26,775 | 155,34 | 53,55 | 101,79 | 93,34 | 32 | 7900 |
| 32 | 0,8 | 0,881 | 58,99 | 29,495 | 136,85 | 51,97 | 84,88 | 71,63 | 32 | 7900 |
| 64 | 1,6 | 0,642 | 64,43 | 32,215 | 99,73 | 41,36 | 58,37 | 49,57 | 32 | 7900 |
| 96 | 2,4 | 0,477 | 69,87 | 34,935 | 74,10 | 33,33 | 40,77 | 35,35 | 32 | 7900 |
| 128 | 3,2 | 0,374 | 75,31 | 37,655 | 58,10 | 28,17 | 29,93 | 26,38 | 32 | 7900 |
| 160 | 4 | 0,306 | 80,75 | 40,375 | 47,53 | 24,71 | 22,82 | 20,33 | 32 | 7900 |
| 192 | 4,8 | 0,258 | 86,19 | 43,095 | 40,08 | 22,24 | 17,84 | Нижняя граница сжимающей толщи | | |
| 224 | 5,6 | 0,223 | 91,63 | 45,815 | 34,64 | 20,43 | 14,21 |

К расчету осадки основания ленточного фундамента. Таблица 4.

Рассчитываем напряжение на разных глубинах:

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

Вертикальные напряжения от собственного веса при отрывке котлована грунта σzγ:

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

*кПа*

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине z = Hc = 192 см, где выполняется условие σzp<0,5\*σzg.

Определим осадку фундамента:

см.

Расчетное значение осадки основания свайного фундамента меньше предельного: S=1,05 см <Su=8 см.

Условия расчёта фундамента по деформациям выполняется!

## **4. Проектирование фундамента из забивных свай п**од колонну промышленного здания.

## 4.1. Выбор вида сваи и определение её размеров

Запроектируем фундамент из забивных железобетонных цельных свай квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой по серии 1.011.1-10. Размеры поперечного сечения сваи принимаем 30 х 30 см.

Высоту ростверка назначаем 1,5 м. Тогда при отметке планировки -0,150 отметка подошвы будет -1,650, а толщина дна стакана 0,5 м., что больше минимальной, равной 0,25. Сопряжение ростверка со сваями жесткое, выполнено путем заделки свай в ростверк на 500 мм. Из них 400мм составляют на выпуски арматуры, а 100 мм. непосредственная заделка. Тогда условная отметка головы сваи будет -1,150.

Отметку острия сваи назначаем в зависимости от грунтовых условий строительной площадки. В качестве несущего пласта выбираем ИГЭ-1, супесь жёлто-бурая, кровля которого находится на уровне земли 0,0 м., отметка которой -0,150 м. Сваи заглубляем на 10 м. в слой ИГЭ-2 суглинок тёмно-серый, т.е. длина сваи должна быть 9,8-1,65+0,5-1=9,65 м.

Выбираем длину сваи 10 м. марки С100.30. массой 2,28 т., тогда отметка нижнего конца сваи будет -11,15 м.

Так как свая опирается на глинистые грунты, то она считается висячей.

***4.2. Определение несущей способности сваи.***

Несущей способностью сваи Fd называется расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи. Это максимальное усилие, которое может воспринять свая без разрушения грунта, контактирующего с ее поверхностью.

,

где γс- коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый γс =1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, R = 10776 кПа;

А - площадь опирания сваи на грунт, 0,3 х 0,3 = 0,09 м2;

U- наружный периметр поперечного сечения сваи, U= 4 х 0,3 = 1,2м;

fi - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа;

hi - толщина i-го слоя грунта, м.

γcR, γcf - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетное сопротивление грунта. γcR=1; γcf=1.

Для определения fi грунт на боковой поверхности сваи разделяем на однородные слои толщиной не более 2м. Находим среднюю глубину расположения слоя грунта (zi). В зависимости от показателя текучести суглинка (JL=-0,2) определяем значения расчетных сопротивлений грунта на боковой поверхности:

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| h1=2,0м | JL=-0,2 | z1=2,65м | f1=45,9 кПа |
| h2=2,0м | JL=-0,2 | z2=4,65м | f2=54,95 кПа |
| h3=2,0м | JL=-0,2 | z3=6,65м | f3=59,63 кПа |
| h4=1,15м | JL=-0,2 | z4=8,225м | f4=62,34 кПа |
| h5=1м | JL=-0,2 | z5=9,3м | f5=63,95 кПа |
| h6=1,35м | JL=-0,17 | z6=10,475м | f6=65,67 кПа |

кН.

## 4.3. Размещение сваи под ростверком и проверка нагрузок

Определяем нагрузку, допускаемую на сваю.

кПа,

где γk -коэффициент надежности, учитывающий точность метода определения несущей способности одиночной сваи; при определении Fd расчетом значение принимается равным 1,4;

γ0-коэффициент условия работы, который зависти от однородности условий. В нашем случае кустовой;

γn-коэффициент условия работы, который зависти от уровня ответственности здания (1 уровень-1,2; 2 уровень-1,15; 3 уровень-1,1).

Количество свай в кусте в первом приближении:

где -максимальная для всех сочетаний сумма расчетных вертикальных нагрузок в обрезе фундамента, кН;

кН

G1r- расчетный вес ростверка, приближенно равный: .

кН

Принимаем 4 сваи и располагаем их в два ряда.

Расстояние между осями свай назначаем минимальными 3bp=30,3=0,9м.

Определим нагрузку в подошве ростверка в обоих сочетаниях для расчета по первой группе предельных состояний. Вертикальная нагрузка N3 складывается из веса стены, ростверка и вертикальной силы от колонны, а момент MYI – из момента то веса стены, момента от колонны и момента от горизонтальной силы Q, приложенной в обрезе ростверка.

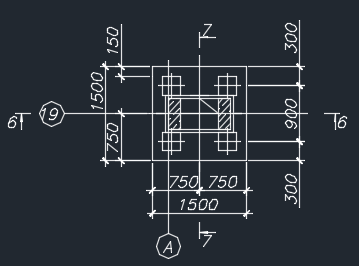
Уточненный вес ростверка:

кН,

где - коэффициент надежности по нагрузке, равный 1 (постоянные нагрузки),

- соответственно длина, ширина подошвы и высота ростверка, м.,

- среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимаемое в инженерных расчетах равным 20 кН/м3.



Нагрузки для 3,4 сочетания:

.

где Ndi, MYI – соответственно расчетная сжимающая сила, кН, и расчетный изгибающий момент по абсолютному значению, кН, относительно оси ОY плана свай в плоскости подошвы ростверка.

NdI3 = GI+NI3+GIr=428+534+74,25 = 1036,25кН.

NdI4 = GI+NI4+GIr=665+534+74,25 = 1273,25кН.

кН.

кН,

В соответствии с СП фактическому нагружению необходимо добавить собственный вес сваи с коэффициентом надежности по нагрузке γf=1,1.

кН,

кН,

кН,

кН.

Наибольшая из максимальных фактических нагрузок на сваю в обоих сочетаниях составляет 523,76 кН. Рассчитываем недогруз сваи:

,

что меньше допустимого при учете кратковременных нагрузок.

Т.о. выбранное количество свай С100.30 удовлетворяет расчету по несущей способности грунта.

***4.4 Расчет осадки основания свайного фундамента***

При расчёте средней осадки куста свай принимаем, что сваи равномерно загружены вертикальными силами.

Принимаем N=382,89 кН.

Свая с рабочей длиной l=9,5м прорезает ИГЭ-1 мощностью h1=8,15 м с коэф. Пуассона .

Модуль сдвига G1 = E1/(2(1+1)) =7900/(2(1+0,3)) = 3038,46 кПа.

А также прорезает ИГЭ-2 с мощностью h2 = 1,35м с *,* модуль сдвига G2 = E2/(2(1+2)) = 16100/(2(1+0,45)) = 5551,72 кПа.

;

;

Определение осадки одиночной сваи последовательно вычисляя необходимые параметры по формулам:

коэф.

Модуль упругости E принят для тяжелого бетона B15, E=

*где .*

Осадка одиночной сваи:

S = .

Для учёта влияния на осадку сваи №2 соседних свай находящихся от неё на расстояниях свай №1 и №3: a = 0,9 м. и свай №4 на a'=

Для свай №1 и №3:

Тогда .

Для свай №4:

Тогда

Дополнительная осадка свай №2 от 1 и 3:

Дополнительная осадка свай №2 от 4:

Осадка свай №2 с учетом влияния других свай в кусте:

Условие расчёта по деформациям выполняется.

## Список использованных источников

1. В.В, Логутин «Расчет оснований и фундаментов в курсовом и дипломном проектировании». - Ростов н/Д:2012. -192с.
2. Механика грунтов, основания и фундаменты. - Л.: Стройиздат, 1988. - 416с.

# СП 131.13330.2018 "СНиП 23-01-99\* Строительная климатология".

# СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями N 1, 2).

# СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\* (с Изменениями N 1, 2, 3).

# 6. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Опечаткой, с Изменениями N 1, 2, 3).