**РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

**К курсовому проекту по курсу**

**"Механика горных пород и грунтов"**

**Оглавление**

Введение

Задание на курсовой проект

1. Оценка инженерно-геологических условий участка строительства

2. Расчет основания здания по деформациям

2.1 Определение глубины заложения фундаментов

2.2 Проектирование размеров фундаментов в плане

2.3 Проверка несущей способности подстилающего слоя

2.4 Проверка допустимости расчетных величин осадок фундаментов

3. Проверка устойчивости запроектированной подпорной стенки и разработка рекомендаций по обеспечению ее устойчивости или снижение коэффициента устойчивости стенки

3.1 Расчет величины активного давления грунта на подпорную стенку

3.2 Проверка подпорной стенки на плоский сдвиг по грунту

3.3 Проверка подпорной стенки на опрокидывание

3.4 Разработка рекомендаций по снижению коэффициента

устойчивости стенки

4. Проверка устойчивости проектного откоса

4.1 Проверка устойчивости откоса методом круглоцилиндрической поверхности скольжения

4.2 Построение профиля откоса по В.В. Соколовскому с использованием таблицы И.С. Мухина и А.И. Срагович

Список использованной литературы

**Введение**

Огромные масштабы строительства требуют подготовки большого числа высококвалифицированных специалистов в области гидрогеологии и инженерной геологии.

Одним из основных звеньев в подготовке специалистов является курсовое проектирование, играющее значительную роль в развитии у студентов навыков самостоятельной работы.

Методы совместного расчёта оснований, фундаментов и наземных конструкций в настоящее время разработаны слабо. Обычно их проектируют раздельно, устанавливая последовательными расчётами соответствие предъявляемым требованиям. Основание, фундамент и наземные конструкции неразрывно связаны между собой, взаимно влияют друг на друга и по существу должны рассматриваться как одна природно-техническая система.

Недостаточная изученность инженерно-геологических условий площадки, пренебрежительное отношение к анализу имеющихся инженерно-геологических данных и устройству оснований и фундаментов часто являются причинами возникновения недопустимых деформаций оснований и конструкций сооружений, что приносит большие потери народному хозяйству.

Вопросы проектирования откосов, подпорных стенок, оснований и фундаментов усложняются тем, что необходимо решать комплексную задачу, связанную в первую очередь с инженерно-геологическими условиями строительной площадки, назначением и конструкцией сооружения. Правильная оценка инженерно-геологических условий может иметь решающее значение при выборе экономического решения, а также оказывает влияние на методы производства работ и сроки строительства сооружения.

При разработке курсового проекта анализировалась и учитывалась совместная работа основания и надземных конструкций сооружения, учитывались требования методики расчёта по предельным состояниям, требования экономики, индустриализации и технического прогресса.

**Задание на курсовой проект**

Для проектируемых сооружений требуется:

- произвести привязку к местным инженерно-геологическим условиям промышленного здания – определить тип, глубину заложения и размеры подошвы фундаментов, рассчитать осадки фундаментов по заданным сечениям и проверить допустимость расчётных осадок;

- проверить устойчивость проектируемой подпорной стенки и разработать рекомендации по обеспечению устойчивости или снижению коэффициента запаса устойчивости подпорной стенки;

- проверить устойчивость проектируемого откоса и построить его профиль с требуемым коэффициентом запаса, исходя из характера местных инженерно-геологических условий и проектируемых сооружений.

Проектируемое здание второго класса, разноэтажное, без подвала, имеет в плане размер в осях АЕ - 30 м и I-II – 60 м, максимальная высота центральной части здания в осях БД – 21 м, высота пристроек в осях АБ и ДЕ соответственно 9 м и 6 м. Здание каркасного типа, четырёхпролётное - пролёты в осях АБ и ДЕ по 6 м, а в осях БД и СД по 9 м; шаг колонн - 6 м. Конструктивная схема здания - гибкая. Здание отапливаемое, расчётная температура воздуха в здании +; полы уложены по грунту. Стены здания панельные ненесущие. Нагрузки на колонны приведены в табл. 1. Предельно допустимы деформации основания здания: максимальная осадка – 8 см, относительная разность осадок - 0,002.

Таблица 1. Нагрузка на колонны здания, *кН* (N)

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Оси здания | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| А | 900 | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 | 900 |
| Б | 1200 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 1200 |
| С | 1000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 1000 |
| Д | 800 | 1800 | 1800 | 1800 | 1800 | 1800 | 1800 | 1800 | 1800 | 1800 | 800 |
| Е | 500 | 800 | 800 | 800 | 800 | 800 | 800 | 800 | 800 | 800 | 500 |

Подпорная стенка массивная, жесткая, неподвижная; задняя грань стенки - вертикальная. Подпорная стенка имеет высоту 6 м, заглубление 1 м; ширину соответственно по подошве и верху подпорной стенки 2.0 м и 1.0 м. материал подпорной стенки - монолитный железобетон. Вес 1 железобетона составляет 22 . Подпорная стенка предназначена удерживать сдвижение грунта на дорогу. Дорога второго класса.

Откос заложен в однородном грунте; заложение откоса 1: 0.8, высота откоса – 10 м.

Исходные данные для расчета курсового проекта приведены в табл. 2, 3 и 4.

Таблица 2. Расчетные сечения

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| № варианта | Город строительства | Расчётные сечения для определения осадок фундаментов |
| 4 | Усть-Цильма | Б-2, А-2 |

Таблица 3. Характеристики первого от поверхности геологического тела

|  |  |
| --- | --- |
| № варианта | Расчётные значения показателей физико-механических свойств |
| *W, д.е.* | *, д.е.* | *, д.е.* | *, кН/м³* | *γ, кН/м³* | *E, МПа* | *C, кПа* | *φ, град* |
| 4 | 0.20 | 0.36 | 0.16 | 27.2 | 21.1 | 15 | 30 | 18 |

Таблица 4. Характеристики второго от поверхности геологического тела

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| № варианта | Описание | Расчётные значения показателей физико-механических свойств |
| *γ, кН/м³* | *φ, град* | *E, МПа* |
| 4 | Песок мелкий, плотный, маловлажный | 17.5 | 31 | 33 |

**1. Оценка инженерно-геологических условий участка строительства**

Строительство проводится в городе Усть-Цильма.

Исследуемая строительная площадка представляет собой равнинный участок со средней отметкой 0 м. На севере высота откоса составляет 10 м., на юге за подпорной стенкой – -6 м.

Грунты представлены полутвердыми глинами и подстилающими их мелкими, плотными, маловлажными песками. Мощность глин в пределах строительной площадки изменяется от 2.8 до 16,7 м., мощность песков не уточнена. Под зданием пески залегают на глубине 2.8 м. в сечении А и 4 м. в сечении Е.

В южной части участка глина отсутствует. Уровень дороги заложен ниже подошвы глин на отметке -6 м.

На месте строительства подземные воды не встречены.

Проявления экзогенных геологических процессов не наблюдались.

Расчет основных свойств первого слоя грунта от поверхности:

*Пористость:* 

 



*Коэффициент пористости:*  *д.е.*

*Степень влажности:*  *д.е.*

*Число пластичности:*  *д.е*.

Число пластичности указывает на то, что первый слой от поверхности представлен глинами.

*Показатель консистенции:*  *д.е*.

Показатель консистенции указывает на то, что глины полутвердые.

Произведя расчеты основных показателей свойств грунтов, узнаем расчетное сопротивление грунтов  по таблицам 7 [1] и 8 [1]:

- полутвердые глины - *кПа*

- песок мелкий, плотный, маловлажный -*кПа*

**2. Расчет основания здания по деформациям**

Согласно инструкции по разработке проектов и смет для промышленного и гражданского строительства, привязка проектов зданий к конкретным участкам строительства включает в себя уточнение типа, размеров конструкций и глубины заложения фундаментов в зависимости от местных условий, ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация зданий и не снижается их долговечность.

**2.1 Определение глубины заложения фундаментов**

Глубина заложения фундамента принимается по конструктивным соображениям с учетом возможности пучения грунтов при промерзании и осадки при оттаивании.

Расчетная глубина залегания сезонного промерзания грунта определяется по формуле:

,

где - нормативная глубина промерзания, устанавливаемая по схематической карте нормативных глубин промерзания на территории России на основе многолетних наблюдений или теплотехнических расчетов в соответствии с пп. 2.26 и 2.27 СНиП 2.02.01-83, *м*;

- коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения и принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений, равный 5 (табл. 5 [1])

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания назначается с учетом их конструктивных размеров:

а) для наружных фундаментов – по табл. 6 [1]

б) для внутренних фундаментов – независимо от расчетной глубины промерзания грунтом.

В нашем случае рассматривается как наружный, так и внутренний фундаменты, и, исходя из этого, будем использовать расчетную глубину заложения фундамента:

 *м*

**2.2 Проектирование размеров фундаментов в плане**

Фундаменты рассчитываются по схеме приложения нагрузок. Для упрощения расчетов следует принять, что нагрузки приложены центрально.

Предварительные размеры квадратного фундамента при действии центральной нагрузки определяются по формуле:



где *N* - сила нормальная к подошве фундамента, *кН*

- расчетное сопротивление грунта, *кПа*

- средний удельный вес грунта и материала фундамента, 

- глубина заложения фундамента, *м.*

Для сечения А-2:

 *м*

Площадь фундамента в сечении А-2 равна:  

Для сечения Б-2:

 *м*

Площадь фундамента в сечении Б-2 равна:  

Среднее давление на подошве фундамента в сечении А-2 равно:

 *кПа*

Среднее давление на подошве фундамента в сечении Б-2 равно:

 *кПа*

Необходимо обратить особое внимание на следующее положение: условием применения расчета по деформациям является требование, чтобы среднее давление по подошве фундамента от нормативных нагрузок не превышало расчетного сопротивления грунтов основания, определяемого по формуле 7, СНиП 2.02.01-83. Так как изначально по условию здание проектируется без подвала, формула расчетного значения сопротивления грунтов имеет вид:



|  |  |
| --- | --- |
| где и  | -коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 9 [1] равные: для полутвердых глин с соответственно 1.25 и 1.0, для мелких песков соответственно 1,3 и 1,0 |
|  *K*  | -коэффициент, принимаемый равным 1.1, так как прочностные свойства грунта приняты по табл. 1-3 приложения СНиП 2.02.01-83; |
|  , ,  | -коэффициенты, принимаемые по табл. 10 [1], равные: для глин с  соответственно 0.43, 2.72, 5.31, для песков с  соответственно 1,25, 5,97, 8,25; |
|   | -коэффициент, принимаемый равным 1, при *в<*10м; |
|  *в* | -ширина подошвы фундамента, *м*; |
|   | -осредненное значение удельного веса грунтов, залегающихниже подошвы фундамента, равный 19,3  |
|   | -то же, грунтов залегающих выше подошвы, равное 21,1 ; |
|   | -расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента равный: для глин *30* *кПа*,для песков *0 кПа;* |
|   | -глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки, равный 1.1 *м*. |

Расчетное сопротивление для сечения А-2:



Расчетное сопротивление для сечения Б-2:



Чем ближе будет подходит величина среднего давления к расчетному сопротивлению *R*, тем полнее будет использоваться несущая способность грунта основания. Необходимо стремиться к выполнению условия: .

Проверяем условие для исходных сечений. Для сечения А-2:  - условие не выполняется.

Принимая площадь фундамента в сечении А-2 равной 5.29 , *в* =2.3 м., имеем

,

тогда  .

Проверяем условие :

 - условие выполнено из чего следует, что будет полностью использована несущая способность грунта основания.

Для сечения Б-2: - условие не выполняется.

Принимая площадь фундамента в сечении Б-2 равной 9, *в* = 3 м., имеем

,

тогда 

Проверяем условие : - условие выполнено из чего следует, что будет полностью использована несущая способность грунта основания.

**2.3 Проверка несущей способности подстилающего слоя**

В пределах сжимаемой толщи пески слабее по несущей способности, чем вышележащие глины. Необходимо выяснить влияние слабого слоя на деформацию сооружения.

Должно соблюдаться условие:

,

где, **-** вертикальное напряжение от собственного веса грунта слоя, залегающего на глубине Я от природного уровня грунта или планировки срезкой, *кПа*;

 - дополнительное вертикальное напряжение на кровле подстилающего слоя, вызванное приложением нагрузки от сооружения, *кПа*;

- расчетное сопротивление грунта для условного фундамента, опирающегося на слабый слой, определяемое по формуле 7, СНиП 2.02.01-83, *кПа*.

Площадь подошвы условного фундамента равна:



Дополнительное вертикальное напряжение на кровле подстилающего слоя  определяется по формуле:

,

где

, *кПа*;

 - плотность песков равная 17,5 *кН/м³*;

*H* - глубина до кровли песков под заданным сечением, *м*;

- коэффициент, учитывающий изменение по глубине на вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, природного напряжения в грунте и принимаемый по табл. II [1] в зависимости от относительной глубины  и отношения сторон прямоугольника .

Проверяем условие для сечения А-2:

* м.*,



,

,



 *кПа*

 *кПа*

 ; 

 *кПа*

Проверяем условие 

 влияние слоя песков в сечении А-2 на деформацию сооружения не значительно.

Проверяем условие для сечения Б-2:

* м.*,





,



 *кПа*

 *кПа*

; 

*кПа*

Проверяем условие 

 влияние слоя песков в сечении Б-2 на деформацию сооружения не значительно.

Произведя расчеты и убедившись в том, что пески обладают высоким расчетным сопротивлением, можно сделать вывод о том, что полутвердые глины и подстилающие их мелкие, плотные и маловлажные пески являются хорошим основанием под строительство проектируемого сооружения второго класса.

**2.4 Проверка допустимости расчетных величин осадок фундаментов**

Расчет осадок производится методом послойного суммирования для двух фундаментов по заданным сечениям.

Для расчетов необходимо знать дополнительное вертикальное давление на основание под подошвой фундамента . Это давление принимается равным среднему давлению по подошве фундамента  за вычетом природного напряжения () на уровне подошвы фундамента:

,

где  *кПа*

Мощность элементарного слоя равняется:



Для сечения А-2:

 *кПа*

*м*

Для сечения Б-2:

 *кПа*

*м*

Необходимо определить нижнюю границу сжимаемой толщи. Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине, где выполняется условие: .

После определения нижней границы сжимаемой толщи, производится расчет осадок фундамента для обоих сечений по формуле:



где,  - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

- среднее значение дополнительного нормального вертикального напряжения в *i*-м слое грунта, равное полу сумме указанных напряжений на верхней и нижней границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, *кПа*;

 и - соответственно толщина в м. и модуль деформации *i*-го слоя грунта, *кПа*;

*n* – число слоев, на которые разбита сжимаема толща основания.

В случае однородного грунта основания и постоянного по глубине модуля деформации основную формулу по расчету осадки можно записать в виде (в дальнейшем все расчеты будут вестись в соответствие с ней):

,

где  - дополнительные напряжения в массиве грунта на границе выделенных слоев, *кПа*.

Все результаты вычислений приведены в таблицах 5 и 6.

Таблица 5. Дополнительные напряжения и осадка фундамента в сечении А-2

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Н, *м* | Z, *м* |  |  |  *кПа* | *кПа* |  | S слоя, см |  общее, см | Граница сжимаемой толщи, м |
| 1,10 | 0,00 | 0,0 | 1,000 | 260,40 | 23,21 | + |  |  |  |
|  | 0,46 | 0,4 | 0,960 | 249,98 | 32,92 | 7,595 |  |  |  |
|  | 0,92 | 0,8 | 0,800 | 208,32 | 42,62 | 4,888 | **2,1** |  |  |
|  | 1,38 | 1,2 | 0,606 | 157,80 | 52,33 | 3,016 |  |  |  |
| 3,00 | 0,52 | 0,5 | 0,993 | 258,58 | 63,30 | 4,085 |  |  |  |
|  | 2,36 | 2,0 | 0,336 | 87,49 | 71,35 | 1,226 |  |  |  |
|  | 2,82 | 2,4 | 0,257 | 66,92 | 79,40 | 0,843 |  | **2,4** | **5,58** |
|  | 3,28 | 2,8 | 0,201 | 52,34 | 87,45 | 0,599 |  |  |  |
|  | 3,74 | 3,2 | 0,160 | 41,66 | 95,50 | 0,436 | **0,3** |  |  |
|  | 4,20 | 3,6 | 0,130 | 33,85 | 103,55 | 0,327 |  |  |  |
|  | 4,66 | 4,0 | 0,108 | 28,12 | 111,60 | 0,252 |  |  |  |
|  | 5,12 | 4,4 | 0,091 | 23,70 | 119,65 | 0,198 |  |  |  |
| 6,68 | 5,58 | 4,8 | 0,077 | 20,05 | 127,70 | 0,157 |  |  |  |

Таблица 6. Дополнительные напряжения и осадка фундамента в сечении Б-2

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Н, *м* | Z, *м* |  |  |  *кПа* | *кПа* |  | S слоя, см |  общая, см | Граница сжимаемой толщи, м |
| 1,10 | 0,00 | 0,0 | 1,000 | 260,40 | 23,21 | 11,219 |  |  |  |
|  | 0,60 | 0,4 | 0,960 | 249,98 | 32,92 | 7,595 |  |  |  |
|  | 1,20 | 0,8 | 0,800 | 208,32 | 42,62 | 4,888 | **2,7** |  |  |
|  | 1,80 | 1,2 | 0,606 | 157,80 | 52,33 | 3,016 |  |  |  |
| 3,0 | 0,10 | 0,06 | 0,993 | 258,58 | 63,30 | 4,085 |  |  |  |
|  | 2,50 | 1,6 | 0,449 | 87,49 | 71,35 | 1,226 |  |  |  |
|  | 3,10 | 2,0 | 0,336 | 66,92 | 79,40 | 0,843 |  | **3,2** | **6,7** |
|  | 3,70 | 2,4 | 0,257 | 52,34 | 87,45 | 0,599 |  |  |  |
|  | 4,30 | 2,8 | 0,201 | 41,66 | 95,50 | 0,436 | **0,5** |  |  |
|  | 4,90 | 3,2 | 0,160 | 33,85 | 103,55 | 0,327 |  |  |  |
|  | 5,50 | 3,6 | 0,130 | 28,12 | 111,60 | 0,252 |  |  |  |
|  | 6,10 | 4,0 | 0,108 | 23,70 | 119,65 | 0,198 |  |  |  |
| 7,8 | 6,70 | 4,4 | 0,091 | 20,05 | 127,70 | 0,157 |  |  |  |

Относительная осадка фундамента равна  и не превышает предельную величину равную 0,002.

**3. Проверка устойчивости запроектированной подпорной стенки и разработка рекомендаций по обеспечению ее устойчивости или снижение коэффициента устойчивости стенки**

**3.1 Расчет величины активного давления грунта на подпорную стенку**

Подпорная стенка принимается II класса с вертикальной задней гранью, жесткой, неподвижной, угол трения грунта о стенку . Поверхность засыпки за подпорной стенкой – горизонтальная. За подпорной стенкой разрез двухслойный – это полутвердая глина и подстилающие ее пески мелки, плотные, маловлажные. Мощность глин за подпорной стенкой – 4,2 *м*.(), песков –1,8 *м*.().

Глины обладают трением и сцеплением, поэтому интенсивность их давления на заднюю грань подпорной стенки определяется по формуле:

,

где  - это боковое давление, не оказывающее влияния на подпорную стенку из-за сил сцепления ().

 *кПа*

Глубина от верхней грани подпорной стенки, на которой последняя не испытывает давления со стороны грунта, определяется по формуле:

 *м*

Определяем напряжение на уровне подошвы глин:

 *кПа*

Определяем напряжение на уровне кровли песка ().

Для этого необходимо рассчитать :

 *м*

 *кПа*

Определяем напряжение на уровне подошвы подпорной стенки:

 *кПа*

Полное активное давление грунта на подпорную стенку равно:

 

**3.2 Проверка подпорной стенки на плоский сдвиг по грунту**

Для предотвращения скольжения подпорной стенки на уровне подошвы должно быть удовлетворено неравенство



|  |  |
| --- | --- |
| *G* - | вес блока стенки длиной 1 м, *кН* |
| *f* - | коэффициент трения стенки о грунт, величина которого не может превосходить величины  (для глинистых грунтов f=0,25, а для песков f=0,4). Принимаем f=0,4, так как глины не оказывают горизонтального давления на стенку). |
| - | сумма горизонтальных составляющих распора грунта на блок стенки длиной 1 *м* равная 57,1 *кН* |
| - | Коэффициент устойчивости (запаса) на сдвиг, принимаемый для сооружений II класса, равный 1,2. |

 *кН/м*

  условие , , выполняется, следовательно, подпорная стенка не будет подвержена плоскому сдвигу.

**3.3 Проверка подпорной стенки на опрокидывание**

Отношение величины момента, удерживающего стенку от опрокидывания , к моменту, опрокидывающему ее , называется коэффициентом устойчивости стены против опрокидывания  и должно быть не менее 1,5.

,

где;

;

 и  - веса блоков подпорной стенки длиной 1*м*, *кН;*

 и  - расстояния от т. С до осей приложения сил  и , равные соответственно 1,5 и 0,65 *м*;

и- величины распора грунтов на блок длиной 1*м*, равные соответственно 57,1 и 0,64 *кН*;

- расстояние от т. А до оси приложения , определяемое как  *м*.;

- расстояние от т. А до оси приложения , определяемое как  *м*.

 и  определяются по формулам:

 *кН/м*

 *кН/м*

Вычислим значения моментов  и :

 *кН*

 *кН*

Определяем отношение величин моментов:

  подпорная стенка устойчива против опрокидывания.

**3.4 Разработка рекомендаций по снижению коэффициента устойчивости стенки**

Приведенные выше расчеты проверки подпорной стенки на опрокидывание и плоский сдвиг показали, что подпорная стенка устойчива, но коэффициент запаса больше необходимого. Из экономических соображений можно было бы облегчить стенку, уменьшив ее объем и сократив, таким образом, расход железобетона, Так же изменить коэффициент запаса можно за счет изменения веса бетона. Исходя из всех предложений, можно сделать вывод, что необходимо изменение конструкции подпорной стенки и составляющего ее материала.

**4. Проверка устойчивости проектного откоса**

В практике проектирования наиболее часто используют при расчете устойчивости откосов метод круглоцилиндрической поверхности скольжения. Требуемый коэффициент запаса устойчивости откоса принимается для сооружений II класса, исходя из расчетной сейсмичности района равной или менее 7 баллов - . В дальнейших расчетах все полученные значения коэффициента запаса будут сравниваться с .

**4.1 Проверка устойчивости откоса методом круглоцилиндрической поверхности скольжения**

Коэффициент устойчивости массива грунта в откосе вычисляется как отношение момента сил, удерживающих массив, к моменту сил, сдвигающих его. Проверка устойчивости откоса сводится к простейшему построению и расчетам.

Из некоторого центра  радиуса *R* проводят часть окружности; в плоскости чертежа она является следом поверхности, для которой проверяется возможность смещения массива грунта. Графически, по масштабу, определяем радиус кривой скольжения. Разбиваем массив на блоки, графически определяем их ширину и высоту сторон и производим расчет всех необходимых элементов для определения коэффициента устойчивости.

Так как массив грунта в откосе однородный и представлен полутвердыми глинами, коэффициент устойчивости определяется по формуле:

**,**

|  |  |
| --- | --- |
| где | *n* - число блоков; |
|  |  - угол внутреннего трения грунта, равный ; |
|  |  *С* - сцепление, равное *30* *кПа*; |
|  | *L* - длина дуги скольжения, *м*; |
|  |  - вес расчетного блока, *кН*; |
|  |  - плечо от линии действия центра тяжести блока до центра вращения, *м*; |
|  | *R* - радиус круглоцилиндрической дуги скольжения, *м*; |

Длина дуги скольжения определяется по формуле:

,

где - это угол между линиями проведенными из центра О в точки основания и бровки откоса (начальная и конечная точки дуги скольжения) в радианах.

Основной трудностью является отыскание центра наиболее опасной дуги поверхности скольжения, которая определяется путем подбора. Если принять во внимание только сцепление, то этот центр окажется в точке пересечения двух прямых, точке О, одна из которых проведена от основания откоса под углом  к поверхности откоса, а вторая от бровки откоса по углом  к горизонту. Величина  и  зависят от крутизны откоса высотой *Н*.

Значение  и  определяются исходя из значения определяемого по формуле:



Зная , по таблице 12 [1] определяем значения и . Так как в таблице содержаться значения  равные только *60*, *45*, , ,  и  берем значения  и  по значению , к которому более близко наше расчетное значение , т.е. .

Чтобы учесть трение в грунте, нужно вниз от основания откоса отложить в масштабе величину высоты откоса *Н* и от полученной точки внутрь массива отложить расстояние, равное 4,5*Н*. Найденную таким образом точку Д соединить с точкой О. Центры наиболее опасных дуг скольжения, соответствующие разным значениям , будут располагаться на прямой ДО и ее продолжении.

После проведения n-го количество расчетов , в дальнейшем будут приведены вычисления только минимального, среднего и максимального значений .

Максимальный коэффициент запаса достигается при значении *=14,4 м*., (1,48 радиан), *L=21,3 м.,* число блоков равно 6, *С=30 кПа*, .

Данные расчетов приведены в таблице 7.

Таблица 7. Расчеты по блокам

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № блока | Ширина блока , *м* | Объем блока, *м* |  *кН* |  *м* |   |
| 1 | 2,70 | 4,90 | 103,39 | -0,95 | -98,22 |
| 2 | 2,70 | 13,80 | 291,18 | 1,35 | 363,98 |
| 3 | 2,75 | 21,70 | 457,87 | 4,05 | 1854,37 |
| 4 | 2,70 | 22,90 | 483,19 | 6,75 | 3261,53 |
| 5 | 2,70 | 17,70 | 373,47 | 9,50 | 3547,97 |
| 6 | 2,90 | 7,70 | 162,47 | 11,95 | 1941,52 |
| Сумма |  |  | 1871,57 |  | 10871,14 |

****

Минимальное значение коэффициента запаса достигается при значении *=16,5 м*., (1 радиан), *L=16,5 м.,* число блоков равно 6, *С=30 кПа*, . Данные расчетов приведены в таблице 8.

Таблица 8. Расчеты по блокам

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № блока | Ширина блока , *м* | Объем блока, *м* |  *кН* |  м |   |
| 1 | 2,00 | 2,21 | 46,63 | 4,60 | 214,50 |
| 2 | 2,00 | 5,80 | 122,38 | 6,25 | 764,88 |
| 3 | 2,00 | 8,70 | 183,57 | 8,22 | 1508,95 |
| 4 | 2,00 | 10,80 | 227,88 | 10,20 | 2324,38 |
| 5 | 2,00 | 9,50 | 200,45 | 12,20 | 2445,49 |
| 6 | 2,00 | 3,70 | 78,07 | 14,25 | 1112,50 |
| Сумма |  |  | 858,98 |  | 8370,69 |

****

Промежуточное значение коэффициента запаса достигается при значении *=17,1м*., (0,98 радиан), *L=16,8 м.,* число блоков равно 6, *С=30 кПа*, . Данные расчетов приведены в таблице 9.

Таблица 9. Расчеты по блокам

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № блока | Ширина блока , *м* | Объем блока, *м* |  *кН* |  м |   |
| 1 | 1,90 | 1,65 | 34,82 | 5,20 | 181,04 |
| 2 | 2,10 | 4,78 | 100,86 | 6,95 | 700,96 |
| 3 | 2,10 | 8,40 | 177,24 | 9,05 | 1604,02 |
| 4 | 2,10 | 10,50 | 221,55 | 11,20 | 2481,36 |
| 5 | 1,75 | 7,44 | 156,98 | 13,10 | 2056,49 |
| 6 | 1,80 | 2,88 | 60,77 | 14,75 | 896,33 |
| Сумма |  |  | 752,22 |  | 7920,20 |

****

Вычисленные коэффициенты запаса показывают, что откос является устойчивым, так как минимальное его значение при заданных условиях не приближается и не является меньше допустимого значения . Данная устойчивость откоса достигается за счет большого значения сцепления глинистых грунтов равного *30 кПа***.**

**4.2 Построение профиля откоса по В.В. Соколовскому с использованием таблицы И.С. Мухина и А.И. Срагович**

В.В. Соколовский условно делит откос в грунтах, обладающих трением и сцеплением, на две зоны: верхний слой грунта, ограниченный вертикальной частью откоса и положительной полуосью *y* – зона упругого состояния, и массив грунта, расположенный ниже оси *y* – зона предельно напряженном состоянии.

Максимально возможная высота вертикальной части откоса, представленного полутвердыми глинами, определяется по формуле:

,

где  - удельный вес грунта, *21,1* ;

*С* – сцепление, *30 кПа*;

 - угол внутреннего трения, ;

*h* – максимальная высота вертикальной части откоса, *м*.

Определяем максимально возможную высоту вертикальной части откоса:



Приближенное определение координат точек, лежащих на поверхности устойчивого откоса в зоне предельно напряженного состояния, предложили И.С. Мухина и А.И. Срагович. Они составили таблицу для облегчения вычислений, которая приводится с некоторыми сокращениями, табл. 13[1].

Очертания равноустойчивого откоса от точки 0 и ниже по координатам, вычисляемым по формулам:

 и 

Расчет координат очертания откоса при коэффициенте устойчивости >1(в нашем случае =1,2) в теории предельного равновесия производится по значениям:

 и  *кПа*

Результаты расчетов координат очертания откоса приведены в таблице 10.

Таблица 10. Координаты очертания откоса

|  |  |
| --- | --- |
| ***x*** | ***y*** |
| 0,00 | 0,00 |
| 0,36 | 0,01 |
| 0,67 | 0,05 |
| 1,24 | 0,17 |
| 2,38 | 0,64 |
| 3,65 | 1,49 |
| 4,80 | 2,54 |
| 6,11 | 4,06 |
| 7,16 | 5,57 |
| 8,80 | 8,30 |
| 9,92 | 10,46 |
| 11,12 | 12,96 |

**Список использованной литературы**

1. Методические указания и задания для разработки курсового проекта по курсу «Механика горных пород и грунтов». Московский геологоразведочный институт; сост. А.А. Полуботко, В.В. Пендин. М., 1992
2. Цытович Н.А. Механика грунтов: Высш. шк., 1983
3. Полуботко А.А., Пендин В.В., Задачник по механике грунтов, Москва, 1991 г