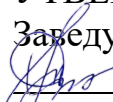


Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Инженерно-строительный институт
Кафедра: Автомобильные дороги и городские сооружения

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
 В.В. Серватинский
подпись
« 23 » июня 20 20 г.

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА

08.03.01 «Строительство»
08.03.01.00.15 «Автомобильные дороги»

На тему: Проект подпорной стены консольного типа в г. Красноярске

Руководитель	 подпись, дата	доцент, к.г.н. должность, ученая степень	Крафт С.Л. инициалы, фамилия
Выпускник	 подпись, дата		Мальков Р.О. инициалы, фамилия
Консультант	 подпись, дата	ст. преподаватель должность, ученая степень	Чайкин Е.А. инициалы, фамилия

Красноярск 2020

РЕФЕРАТ

Выпускная квалификационная работа по теме «Проект подпорной стены консольного типа» содержит 51 страницу текстового документа, 3 приложения, 14 использованных источников, 5 листов графического материала.

ПОДПОРНАЯ СТЕНА КОНСОЛЬНОГО ТИПА, РАСЧЕТ, КОЭФФИЦИЕНТ.

Место – г. Красноярск.

Цель:

- описать климатологические условия района проектирования;
- анализировать исходные данные;
- произвести расчет подпорной стены по нескольким критериям;
- описать процесс строительства подпорной стены.

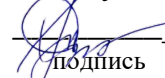
В результате выполнения выпускной квалификационной работы были определены климатические показатели района проектирования и описан расчет, а также технология строительства подпорной стены консольного типа.

В итоге были запроектированы несколько возможных вариантов подпорной стены с их габаритами и параметрами, а также произведены расчет по нескольким критериям.

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Инженерно-строительный институт
Кафедра: Автомобильные дороги и городские сооружения

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

 В. В. Серватинский

подпись

« 20 » марта 2020 г.

**ЗАДАНИЕ
НА ВЫПУСКНУЮ КВАЛИФИКАЦИОННУЮ РАБОТУ в
форме бакалаврской работы**

Студенту Малькову Роману Олеговичу

Группа ДС16-11Б

Направление 08.03.01 «Строительство»

Специальность 08.03.01.15 «Автомобильные дороги»

Тема выпускной квалификационной работы:

ПРОЕКТ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ КОНСОЛЬНОГО ТИПА

Утверждена приказом по университету №485/с от 22.01.2020.

Руководитель ВКР Е. А. Чайкин, старший преподаватель., кафедра АД и ГС

Исходные данные для ВКР: инженерно-геологические изыскания, план местности

. Перечень разделов ВКР:

1 Природные условия района проектирования

2 Исходные данные

3 Расчет грунта и параметров подпорной стены

4 Возведение подпорной стены

5 Техника безопасности

Перечень графического материала: План местности, общий вид подпорной стены первого варианта, общий вид подпорной стены второго варианта, схема армирования первого варианта, схема армирования второго варианта.

Руководитель ВКР



С.Л. Крафт

Задание принял к исполнению



подпись

Р. О. Мальков

« 20 » марта _____ 2020 г.

Вуз Инженерно-строительный институт ФГАУ ВО СФУ

Кафедра Автомобильные дороги и городские сооружения

ОТЗЫВ РУКОВОДИТЕЛЯ ВКР

На ВКР студента Малькова Романа Олеговича

На тему: Проект подпорной стены консольного типа

1. Актуальность ВКР (работы)

Учитывая вероятность оползания грунтов на данном участке, которые могут привести к возникновению препятствия доступа к зданию, данная тема актуальна.

2. Научная новизна ВКР (работы)

Использование вычислительной техники при расчете подпорной стены по нескольким критериям и их результаты научнообоснованы.

3. Оценка содержания ВКР (работы)

ВКР выполнено аккуратно, грамотно, соответствует заданию.

4. Положительные стороны ВКР (работы)

Анализ исходных данных, разработка и расчет подпорной стены, а также подобранные габариты, можно считать положительной стороной данного проекта.

5. Замечания по работе нет

6. Полученные результаты исследования могут быть использованы

Учитывая учебный характер ВКР, полученные данные целесообразно использовать.

7. Работа выполнена аккуратно и заслуживает оценки «Отлично».

РУКОВОДИТЕЛЬ _____ Крафт Светлана Леопольдовна
Доцент, к.г.н. кафедры АД и ГС ФГАУ ВО «СФУ»
21.06.2020 г.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1 Характеристика природных условий района проектирования.....	5
1.1 Климат.....	5
1.2 Рельеф.....	10
1.3 Растительность и почвы.....	10
1.4 Гидрография и гидрология.....	10
1.5 Инженерно-геологические условия.....	11
2 Исходные данные и архитектурно-конструктивные элементы.....	11
2.1 Исходные данные.....	11
2.2 Устройство подпорной стены.....	14
2.3 Основные конструктивных элементы.....	15
3 Расчет грунта и параметров подпорной стены.....	15
3.1 Расчет давления грунта.....	15
3.1.1 Расчет давления грунта первого варианта.....	15
3.1.2 Расчет давления грунта второго варианта.....	18
3.2 Расчет устойчивости положения стены против сдвига.....	18
3.2.1 Расчет устойчивости положения стены против сдвига первого варианта.....	18
3.2.2 Расчет устойчивости положения стены против сдвига второго варианта.....	23
3.3 Расчет прочности грунтового основания.....	25
3.3.1 Расчет прочности грунтового основания первого варианта.....	25
3.3.2 Расчет прочности грунтового основания второго варианта.....	29
3.4 Расчет оснований на деформации.....	31
3.4.1 Расчет основания на деформации первого варианта.....	31
3.4.2 Расчет основания на деформации второго варианта.....	34
3.5 Определений усилий в элементах конструкции.....	36
3.5.1 Определение усилий в элементах конструкции первого варианта.....	36
3.5.2 Определение усилий в элементах конструкции второго варианта.....	39
3.6 Определение параметров арматуры.....	39
3.6.1 Определение параметров арматуры первого варианта.....	39
3.6.2 Определение параметров арматуры второго варианта.....	40
3.7 Определение прогиба верха стены.....	41

3.7.1	Определение параметров арматуры первого варианта	41
3.7.2	Определение параметров арматуры второго варианта	42
4	Возведение подпорной стены	43
5	Техника безопасности.....	44
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ	46
	СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	47
	ПРИЛОЖЕНИЕ А	48
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	50
	ПРИЛОЖЕНИЕ В	51

ВВЕДЕНИЕ

Целью данной выпускной квалификационной работы является расчет и проектирование подпорной стенки консольного типа. Подпорная стенка – это специальное инженерное сооружение, предотвращающее оползание, обрушение и удерживающее грунт от опадания на проезжую часть или на иные значимые объекты.

В данной работе, подпорная стена является одной из мер для обеспечения доступа к зданиям находящимся на территории. Необходимость данного инженерного сооружения, обуславливается тем, что разница между отметками земли, в месте проектирования, достигает больших значений, и для предотвращения обрушения земли на доступ к зданию, было принято решение запроектировать подпорную стену.

Подпорная стена в свою очередь, является весьма сложным проектом, которая требует правильного подбора ее параметров и расчетов.

Расчет подпорной стены производится согласно пособию к СНиП 2.09.03—85 «Сооружение промышленных предприятий» [1] и СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные. Правила проектирования» [2].

Пояснительная записка выпускной квалификационной работы выполнена на основе в соответствии нормативным документам СТО 4.2-07-2014 [3].

1 Характеристика природных условий района проектирования

1.1 Климат

Район участка проектирования характеризуется резко континентальным климатом с холодной продолжительной зимой и коротким теплым летом. По данным СП 131.13330.2012 (актуализированная редакция СНиП 23-01-99*) по климатическому районированию для строительства данная территория участка изысканий расположена в I климатическом районе, в подрайоне IV. Климатическая характеристика района составлена по данным научно-прикладного справочника по климату СССР, Выпуск 21 (Красноярский край Тувинская АССР), Ленинград, Гидрометеиздат, 1990 г, и СП 131.13330.2012 (актуализированная редакция СНиП 23-01-99*) по метеостанции Красноярск АМСГ Северный и частично Красноярск - опытное поле. Показателем теплового режима является среднегодовая температура воздуха, которая равна 1,2°C.

Абсолютный минимум температуры воздуха составляет минус 53°C, абсолютный максимум температуры воздуха 36°C. Теплый (безморозный) период составляет в среднем 113 дней, средние даты наступления заморозков 16 сентября, прекращения 25 мая. Средние даты наступления устойчивых морозов 30 ноября, прекращения 24 марта. Расчетная температура самой холодной пятидневки обеспеченностью 0,98 равна минус 43°C, обеспеченностью 0,92 равна минус 40°C, самых холодных суток соответственно минус 48°C и минус 44°C. Самый холодный месяц - январь со среднемесячной температурой воздуха минус 16,0. Самый теплый месяц - июль со среднемесячной температурой воздуха 18,7°C. Среднее число дней с переходом температуры воздуха через 0°C - 172 дня. Температура воздуха теплого периода обеспеченностью 0,95 равна 22°C, обеспеченностью 0,99 равна 26,2°C. Характеристика температурного режима приведена в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Температура воздуха, °C

Наименование характеристики	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Год
Средне-месячная	-16,0	-14,0	-6,3	1,9	9,7	16,0	18,7	15,4	8,9	1,5	-7,5	-13,7	1,2
Средняя минимальная	-23	-22,5	-13,3	-2,9	3,0	10,1	12,8	10,1	4,3	-2,5	-12,9	-20,9	-4,8

Продолжение таблицы 1.1

Средний из абсолютных минимумов	-37	-35	-27	-13	-5	2	7	3	-3	-14	-28	-37	-41
Средняя максимальная	-12,4	-10,9	-2,2	8,3	16,0	23,4	25,5	21,8	15,4	6,4	-4,8	-11,6	6,2
Средняя из абсолютных максимумов	-1	2	9	19	29	32	32	30	25	18	7	1	33

Устойчивый переход температуры воздуха через 0°C, определяющий наступление весны в данном районе происходит в конце первой декады апреля. Наступление зимы, связанное с устойчивым переходом температур через 0°C вступает в свои права в конце второй декады октября. Ниже в таблице 1.2 – 1.3 приводятся характерные даты первого и последнего заморозка, средние даты наступления средних суточных температур воздуха выше и ниже заданных пределов по м.ст. Красноярск - Северный.

Таблица 1.2 – Даты первого и последнего заморозка.

Дата последнего заморозка			Дата первого заморозка			Продолжительность безморозного периода, дни		
Средняя	Ранняя	Поздняя	Средняя	Ранняя	Поздняя	Средняя	Наименьшая	Наибольшая
25.V	06.V	23.VI	16.XI	21.VIII	06.X	113	78	146

Таблица 1.3 – Средние даты перехода средних суточных температур воздуха выше и ниже заданных пределов.

Характеристика	Выше и ниже 0°C	Выше 5°C	Ниже - 5 °C
Весна	08.IV	29.IV	20.III
Осень	20.X	04.X	06.XI
Число дней	194	157	230

Амплитуда колебаний температуры наружного воздуха приводится в таблице 1.4

Таблица 1.4 – Амплитуда колебаний наружного воздуха

Ме- сяц	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Сред- няя	7,9	8,9	9,4	9,5	11,4	11,6	10,9	10,2	9,3	7,6	7,1	7,6
Мак- си- маль- ная	25,7	27,8	25,4	22,5	24,3	23,4	19,8	2,5	21,9	21,9	24,4	25,5

Преобладающими ветрами, являются ветры юго-западного и западного направлений. Среднегодовая скорость ветра составляет 3,6 м/с и колеблется в пределах 2,4 - 4,6 м/с. Максимальная скорость ветра наблюдается в феврале-марте и может достигать 30 - 34 м/с. Наибольшее число дней в году с сильным ветром в среднем не превышает 3 - х дней.

Характеристика ветрового режима приведена в таблице 1.5

Таблица 1.5 – Повторяемость направлений ветра

Рум- бы	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
С	3,9	4,5	3,9	3,5	4,0	5,1	6,4	4,5	3,5	3,7	3,3	4,0
СВ	7,0	7,5	7,4	4,8	4,9	8,5	10,6	9,2	7,0	8,0	5,7	6,0
В	5,3	6,2	8,8	8,7	7,3	12,7	14,8	14,0	10,6	10,4	5,1	3,5
ЮВ	0,8	0,6	1,6	2,7	2,3	4,8	4,6	3,7	2,6	1,9	1,0	1,8
Ю	4,9	3,6	2,8	5,1	7,4	6,8	5,0	4,6	6,4	6,0	4,4	3,4
ЮЗ	36,0	27,4	30,3	30,0	27,9	21,1	16,3	21,8	27,2	33,0	37,3	34,9
З	35,0	41,0	39,1	36,1	35,6	30,3	31,3	32,6	34,1	29,3	37,0	39,7
СЗ	7,1	9,2	6,4	9,1	10,6	9,7	11,0	9,6	8,6	7,7	6,2	7,7

Роза ветров за самый холодный месяц январь и теплый месяц июнь по повторяемости, представлены на рисунке 1 и рисунке 2 соответственно.



Рисунок 1- Роза ветров за январь



Рисунок 2- Роза ветров за июнь

Далее идет составление дорожно-климатического графика. Он представлен на рисунке 3.

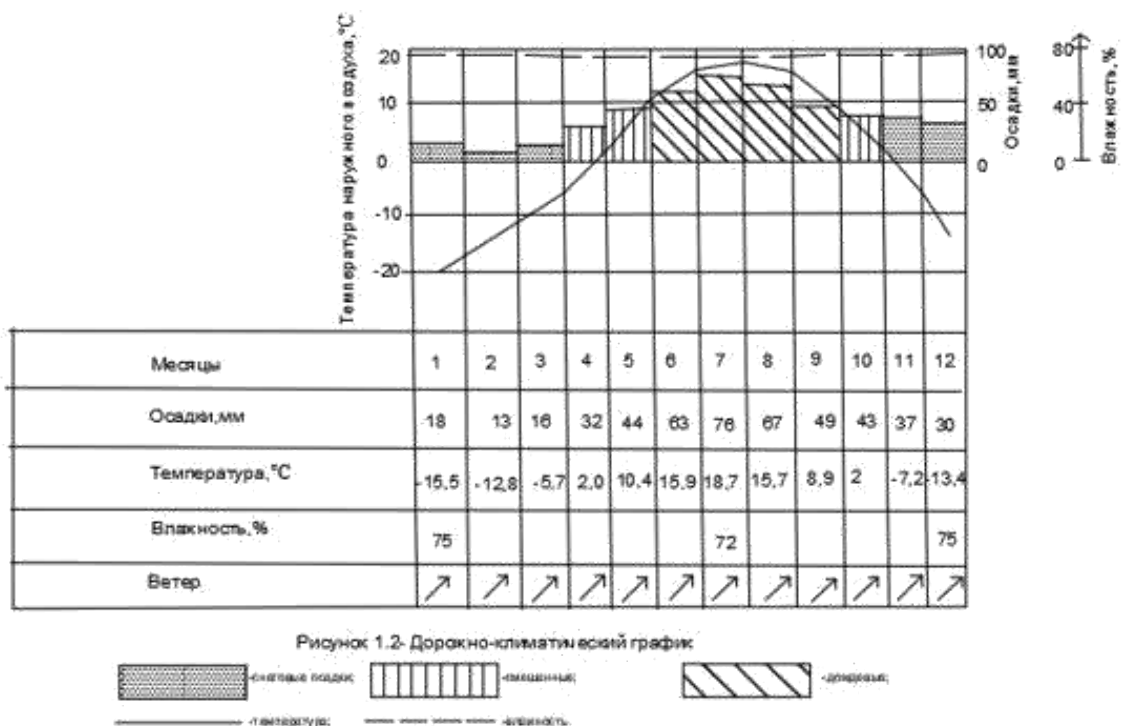


Рисунок 3 – Дорожно-климатический график

Среднегодовое количество осадков составляет 349 мм в год (жидкие – 256 мм, твердые – 65 мм, смешанные – 28 мм). Около 70-75% годовой суммы осадков выпадает в виде дождей. Осадки в летне-осенний период носят характер нередко затяжных дождей, реже - гроз с короткими сильными ливнями. Суточный максимум осадков составляет 69 мм, наибольшее количество осадков наблюдается в летние месяцы в июле-августе. Среднее число дней в году с грозой 21, наибольшее 35 дней. Осадки в виде града выпадают в период с апреля по сентябрь, в среднем 1,3 дня в год, максимальное число дней в году с градом 5 дней. Среднее число дней с туманами 30, наибольшее – 63 дня в год.

Число дней с твердыми осадками в холодный период года составляет в среднем 69 дней, с жидкими осадками в теплый период года – 72 дня. Зимой устанавливается область высокого давления, где господствует сибирский антициклон, характеризующийся преобладанием малооблачной погодой и незначительным количеством осадков в виде снега. Продолжительность снежного покрова составляет в среднем 169 дней. Средняя высота снежного покрова колеблется в пределах 35 см, наибольшая 56 см.

Далее в таблицах 1.6 и 1.7 будут приведены климатические параметры холодного и теплого периодов года.

Таблица 1.6 – Параметры холодного периода года

Температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0.98	-42°C
Температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0.92	-39°C
Температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0.98	-40°C
Температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0.92	-37°C
Температура воздуха обеспеченностью 0.94	-20°C
Абсолютная минимальная температура воздуха	-48°C
Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца	78%
Количество осадков за ноябрь-март	104мм
Преобладающее направление ветра за декабрь - февраль	3
Максимальная из средних скоростей ветра по румбам за январь	4,3 м/с

Таблица 1.7 – Параметры теплого периода года

Температура воздуха обеспеченностью 0,95	23°C
Температура воздуха обеспеченностью 0,98	27°C
Абсолютная максимальная температура воздуха	37°C
Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее теплого месяца	70%

Продолжение таблицы 1.7

Количество осадков за апрель - октябрь	367мм
Преобладающее направление ветра за июнь – август	З

1.2 Рельеф

Красноярск расположен в лесостепной зоне. Рельеф его южной и центральной частей представляет собой пологую равнину, а северная часть представлена прогибами, создающими слабую волнистость склонов. Бугристо-западный микрорельеф характеризуется выровненными участками.

На равнинах поверхность земли медленно поднимается, затем медленно опускается. Образуются участки суши с незначительными колебаниями высот. На территории Красноярского края равнины занимают большую площадь.

В районе Красноярска в геологическом отношении развиты образования различного строения и генезиса и широкого возрастного диапазона от рифейского до четвертичного периода.

1.3 Растительность и почвы

Город Красноярск и прилежащие к нему территории, имеют в своем составе огромное разнообразия почв и их видов. Леса и полесья встречаются маленькими массивными участками и березами. Травяная составляющая принимает форму густых сорняков, состоящих из почвенно-лесных, лесных, а в горах лугово-степными видами. Злаки представлены в виде перистой коротконожки луговой овсяницы, лугового мятлика, белой полевицы тимофеевки луговой, пыреем ползучим и другими. Высота древостоя не превышает 15 метров, в особо случае, отдельные виды и типы деревьев могут достигать в высоту около 20 метров.

В районе юго-востока по большей части, встречаются черноземные земли, которые выделяются своей превосходной структурой, по отношению к другим почвам, но их толщина колеблется в больших пределах. В горной местности видны черноземные почвы с толщиной не превышающих 60 миллиметров. Солонцы и преобладают в районах протекания рек и их долинах.

Почвенное смешение по виду, а также общему ландшафту района принимает вид лесостепи, в которой природные условия являются более чем подходящими для введения сельского хозяйства, а также выращивания злаков и прочей продукции.

1.4 Гидрография и гидрология

Гидрографическая сеть района представлена рекой Енисей. Енисей имеет более десяти притоков общей протяженностью около 1000 километров. Из них

наиболее известны реки Мана, Караульная, Малая и Большая Слизнево, Собакина, Базаиха и Кача.

Над устьем Базаихи река течет в глубоких берегах, пересекая северо-западные районы Восточного Саяна. В течение миллионов лет сильный поток поднимал песчаник, сланец, известняк, магматические породы, образуя берега причудливой формы

Бассейн Енисея характеризуется резкой асимметрией: его правая часть в 5,6 раза больше левого берега. Енисей относится к типу рек смешанных питательных видов с преимущественно снегом. Доля последнего составляет чуть меньше 50%, дожди 36-38%, подземные-до 16%, а нижние-до 16%. Замораживание Енисея начинается в нижних долинах (начало октября)

1.5 Инженерно-геологические условия

В Красноярском районе есть два вида пород: каменистые и пушистые, или земляные. К первой группе относятся карбонатные породы Камбрии, эффузивные и осадочные отложения девона, осадочные породы гор (песчаники, аргилиты), а также навязчивые породы. К второй группе относятся гравийные и гравийные лотки, песок, глина, суглинки, супесь, лесные породы

2 Исходные данные и архитектурно-конструктивные элементы

2.1 Исходные данные

Подпорная стена консольного типа протяженность 200 метр. Проектная отметка 0,00 м – 140,80 м. Расчет ведется для одного погонного метра. Внешний вид тонкостенной подпорной стены уголкового консольной представлен на рисунке 4.

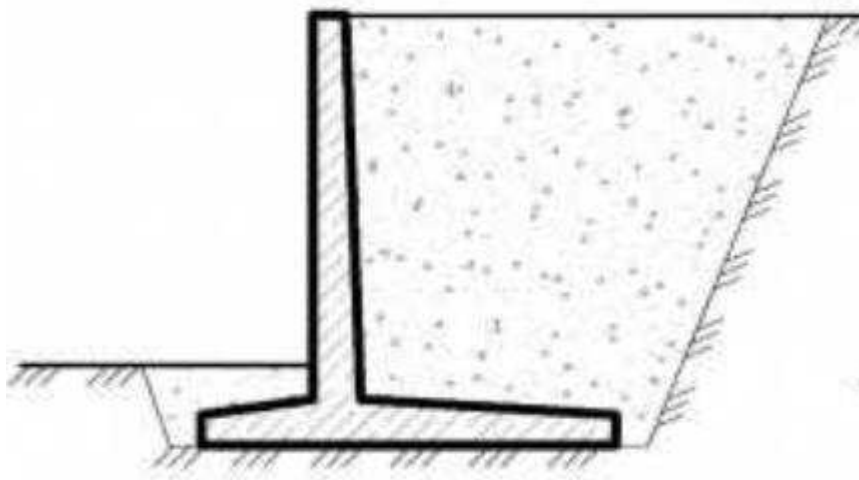


Рисунок 4 – Тонкостенная подпорная стена уголкового консольная

Место проектирование имеет в своем составе техногенные, аллювиальные, элювиальные отложения

Техногенные отложения представлены галечниковыми грунтами с песчаным заполнителем.

Аллювиальные отложения вскрыты как под вышеописанными техногенными грунтами, так и с поверхности. Представлены песком пылеватым, средней плотности, малой степени водонасыщения, который вскрывается в виде слоя, в интервале глубины от 0,0 м до 0,4 – 0,5 м, вскрытая мощность 0,4 – 0,5 м. По массе слоя нередко включения гальки, гравия до 10%. С глубины 0,4 – 2,0 м до 1,6 – 4,2 м вскрываются галечниковые грунты с песчаным заполнителем, малой степени водонасыщения. Вскрытая мощность 1,0 – 2,2 м. Ниже по разрезу в интервале глубин от 1,6 – 4,2 м до 11,1 – 15,2 м вскрываются водонасыщенные галечниковые грунты с песчаным заполнителем. Вскрытая мощность 9,3 – 12,2 м.

Элювиальные отложения вскрыты в нижней части разреза, в интервале глубин от 11,1 – 15,2 м до 13,0 – 18,0 м и представлены серыми суглинками твердой консистенции, с единичными прослоями и линзами мелкого песка (до 0,5 см). Вскрытая мощность 1,0 – 2,8 м.

Условия гидрогеологии площадки обусловлены присутствием одного горизонта грунтовых вод со свободной поверхностью, относящихся к отложениям аллювиальным (галечниковый грунт, насыщенный водой, с заполнителем из песка). Нахождение грунтовых вод зависит, в частности, от реки Енисей (до р.Енисей 30 метров), осадков из атмосферы и колеблется в период наводнений и паводков, а также меженией (амплитуда составляет до 1,0 метра).

В период изысканий, подземные воды залегают на глубине 1,6 – 7,5 м (август-сентябрь 2018, февраль 2019 г), а абсолютные отметки от 132,78 – 131,56 метров. Водоупором являются суглинки элювиальные плотной консистенции. В зонах снижения рельефа происходит разгрузка. Воды характеризуются как безнапорные, порово-пластового типа.

Геолого-литологическая колонка представлена на рисунке 5.

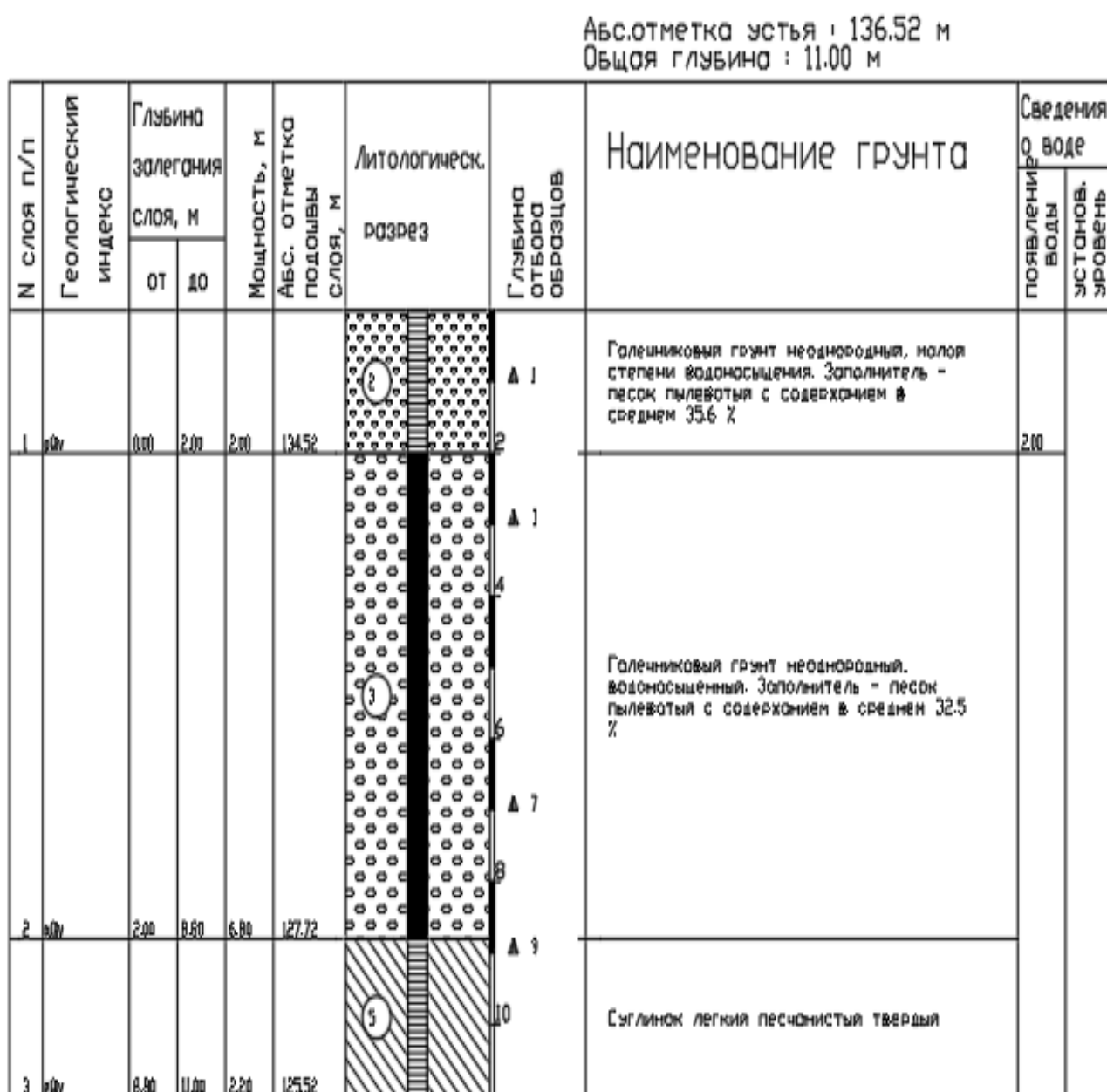


Рисунок 5 - Геолого-литологическая колонка первого варианта

В результате инженерно-геологических изысканий были получены основные показатели и характеристики грунтов. Данные значения необходимы для проведения дальнейших расчетов, связанных с давлением грунта и подбора параметров подпорной стены.

Исходные данные для грунтов, полученных в результате инженерно-геологических изысканий, представлены в таблице 2.1.1.

Таблица 2.1.1-данные по категориям грунта

Наименование показателей	Инженерно-геологический элемент 1	Инженерно-геологический элемент 2	Инженерно-геологический элемент 3
Природная влажность грунта (W) д.е.	0,058	0,205	0,193
Влажность на пределе текучести (W _{тек}), д.е.	-	-	0,330
Влажность на пределе раскатывания (W _{рас}), д.е.	-	-	0,212
Плотность грунта (ρ) г/см ³	1,95	1,97	1,97
Модуль деформации грунта (E), МПа	50	30	-
Удельное сцепление грунта (C), кПа	0	0	-
Угол внутреннего трения грунта (ϕ), град	37	34	-
Угол внутреннего трения в естественном состоянии (ϕ), град.	-	-	25
Угол внутреннего трения в водонасыщенном состоянии (ϕ), град.	-	-	20
Число пластичности (I _p) д.е.	-	-	0,118
Показатель текучести (I _L), д.е.	-	-	<0
Модуль деформации компрессионный в естественном состоянии E, МПа	-	-	6,4
Модуль деформации компрессионный в водонасыщенном состоянии E, МПа	-	-	5,5
Удельное сцепление грунта в естественном состоянии (C), КПа	-	-	0,056
Удельное сцепление грунта в водонасыщенном состоянии (C), КПа	-	-	0,039

2.2 Устройство подпорной стены

Для того, чтобы обычная плита, установленная на ребро, не была повалена горизонтальными подвижками грунта, применяется универсальная технология - вертикально установленная плита имеет жёсткую связь с горизонтальной, которая придавлена весом земли верхней террасы - таким образом горизонтальные усилия вспучивания грунта компенсируются им же. Данная конструкция имеет

слабое место - в месте сопряжения плит, где армирование производится в обязательном порядке. В целях увеличения пространственной жёсткости каркаса верхняя часть вертикально установленной плиты связывается с дальним краем горизонтальной плиты контрфорсом или тросом с использованием анкеров. Силы пучения уменьшаются обратной засыпкой нерудными материалами и отводом грунтовых вод через дренажную систему.

Можно выделить несколько этапов по возведению подпорной стены

- Вырывается траншея. Ширина равна длине горизонтальной консоли и равна высоте вертикальной плиты;
- Выполняется подсыпка из песка с последующим тромбованием;
- Сооружение опалубки для консоли;
- Внутри опалубки укладываются две арматурных сетки с шагом 20 см с обеспечением защитного бетонного слоя. Для связи с вертикальной стеной террасе необходимо выпустить прутки вверх.
- Заливка горизонтальной плиты;
- Монтаж опалубки для вертикальной подпорной стены;
- Устройство дренажной системы из полимерных или асбестоцементных труб.
- Уложить в опалубку арматурный каркас и связать его с выступающими из консоли прутками.
- Заливка стены бетоном с последующей гидроизоляцией всех доступных частей поверхности.

2.3 Основные конструктивных элементы.

Подпорная стена как большинство инженерных сооружений состоит из нескольких конструктивных элементов. В независимости от вида и назначения подпорной стены выделяют четыре конструктивных элемента:

- Фундамент;
- Тело;
- Дренажная система;
- Система водоотвода.

3 Расчет грунта и параметров подпорной стены

3.1 Расчет давления грунта

3.1.1 Расчет давления грунта первого варианта

Как правило, на основе лабораторных испытаний грунтов устанавливаются значения их нормативных характеристик:

- γ^n ,
- φ^n
- c^n

Символом γ^n обозначается нормативное значение удельного веса грунта. Данный показатель принимается равным 18 кН/м или 1,8 тс/м³.

Символом φ^n обозначается нормативное значение модуля внутреннего трения грунта. Для каждой категории грунта данный показатель является индивидуальным.

Символом c^n обозначается нормативное значение удельного сцепления грунта. Так же, как и в предыдущем случае, для каждой категории грунта данный показатель является индивидуальным.

Коэффициент горизонтального давления грунта рассчитывается по формуле:

$$\lambda = \left[\cos(\varphi - \varepsilon) \cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varphi)}{\cos(\varepsilon - \delta) \cos(\varepsilon - \varphi)}} \right) \right]^2 \quad (3.1.1)$$

где, δ – угол трения грунта на контакте с расчетной поверхностью (для гладкой стены $\delta = 0$, шероховатой $\delta = 0,5\varphi$, ступенчатой $\delta = \varphi$);

ε – угол наклона расчетной плоскости к вертикали;

φ – угол наклона поверхности засыпки к горизонту.

Далее определяется угол наклона плоскости скольжения к вертикали θ_0 по формуле:

$$\tan \theta_0 = \frac{(\sin \varphi - \eta \cos \varphi)}{(\sin \varphi - \eta \sin \varphi)} \quad (3.1.2)$$

где, $\eta = \cos(\varepsilon - \varphi) / \sqrt{\lambda} \cos \varepsilon$;

ε – угол наклона расчетной плоскости к вертикали;

λ – коэффициент горизонтального давления грунта;

φ – угол наклона поверхности засыпки к горизонту.

В случае, когда горизонтальная поверхность засыпки φ равна нулю, вертикальной стене ε равен нулю, и отсутствует сцепление и трения со стеной δ и K_2 равны нулю, то интенсивность сил сцепления K_1 , угол наклона плоскости скольжения θ_0 и коэффициент бокового давления грунта λ определяют по формуле:

$$\begin{cases} \lambda = \tan^2 \theta_0 \\ K_1 = 2\sqrt{\lambda} \\ \theta_0 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \end{cases} \quad (3.1.3)$$

где, λ – коэффициент горизонтального давления грунта;

K_1 – интенсивность сил сцепления;

θ_0 – угол наклона плоскости скольжения;

φ – модуль внутреннего трения грунта.

Расчеты данных значений производится в программе EXCEL их результаты представлены в таблице 3.1.1.

Таблица 3.1.1 – Результаты расчета

№ИГЭ	h	φ	c	θ ₀	λ	K ₁
1	2	37	0	26,5	0,25	1,00
2	4	34	0	28	0,28	1,06

Далее производится расчет активного давления грунта на вертикальную подпорную стенку. Данный показатель вычисляется по формуле:

$$P_{\gamma} = (\gamma^n \cdot \gamma_I \cdot h \cdot \lambda - c \cdot (K_1 + K_2)) \cdot \frac{y}{h} \quad (3.1.4)$$

где, λ - коэффициент горизонтального давления грунта;

h – высота слоя грунта;

γⁿ – нормативное значение удельного веса грунта, равная 1,8 тс/м³;

φ - модуль внутреннего трения грунта;

γ_I – расчетное значения удельного веса грунта.

Расчетное значение удельного веса грунта определяется по формуле:

$$\gamma_I = 1,05 \cdot \gamma^n \quad (3.1.5)$$

где, γⁿ – нормативное значение удельного веса грунта, равная 1,8.

$$\gamma_I = 1,05 \cdot 1,8 = 1,89 \text{ тс/м}^3$$

Расчеты представлены в таблице 3.1.2.

Таблица 3.1.2 – Результаты расчета активного давления грунта

№ИГЭ	h	φ	c	θ ₀	λ	K ₁	P _γ
1	2	37	0	26,5	0,25	1,00	1,69
2	4	34	0	28	0,28	1,06	3,85

В итоге, значение активного давления грунта является равным 5,54 тс/м³

3.1.2 Расчет давления грунта второго варианта

Произведем расчеты, аналогично первому варианту. Данные расчеты представлены в таблице 3.1.3.

Таблица 3.1.3 – Результаты расчета активного давления грунта

№ИГЭ	h	φ	c	θ ₀	λ	K _l	Pγ
1	2	37	0	26,5	0,25	1,00	1,69
2	4	34	0	28	0,28	1,06	2,89

В итоге, значение активного давления грунта является равным 4,58 тс/м³

3.2 Расчет устойчивости положения стены против сдвига.

3.2.1 Расчет устойчивости положения против сдвига первого варианта

Расчет устойчивости подпорной стены против сдвига, производится с учетом условия:

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n \quad (3.2.1)$$

где, F_{sa} – Сдвигающая сила, равная сумме проекций всех сдвигающих сил на горизонтальную плоскость;

F_{sr} – удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на горизонтальную поверхность;

γ_c – коэффициент условий работы грунта основания, значения принимаются по таблице 3.2.1;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2, 1,15, 1,1 соответственно;

Таблица 3.2.1 – Коэффициент условий работы грунта основания

Наименование грунта	Значение коэффициента
Пески, кроме пылеватых	1
Пылевато-глинистые грунты в стабилизированном состоянии	0,9
Пылевато-глинистые грунты в нестабилизированном состоянии	0,85
Скальные неветрилые грунты	1
Скальные слабоветрилые грунты	1
Скальные ветрилые грунты	0,9
Скальные сильноветрилые грунты	0,8

Сдвигающая сила F_{sa} определяется по формуле:

$$F_{sa} = F_{sa, \gamma} + F_{sa, q} \quad (3.2.2)$$

где, $F_{sa, \gamma}$ – сдвигающая сила от собственного веса грунта;

$F_{sa, q}$ – сдвигающая сила от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения.

Сдвигающая сила от нагрузки $F_{sa, q}$ определяется по формуле:

$$F_{sa, \gamma} = P_{\gamma} \cdot h/2 \quad (3.2.3)$$

где, P_{γ} – активное давление грунта;
 h - высота подпорной стены.

Так как в данном конкретном случае, не ожидается давление транспортных средств на грунт, оказывающий давление на подпорную стену, сдвигающая сила от нагрузки $F_{sa, q}$ принимается равным нормативному значению 1 тс/м². Таким образом сдвигающая сила равна:

$$F_{sa, \gamma} = 5,54 \cdot \frac{6}{2} = 16,62 \text{ тс/м}^2$$

$$F_{sa} = 16,62 + 1 = 17,72 \text{ тс/м}^2$$

Перед тем как продолжить расчет подпорной стены, следует определиться с ее габаритами. Данные габариты представлены на рисунке 6.

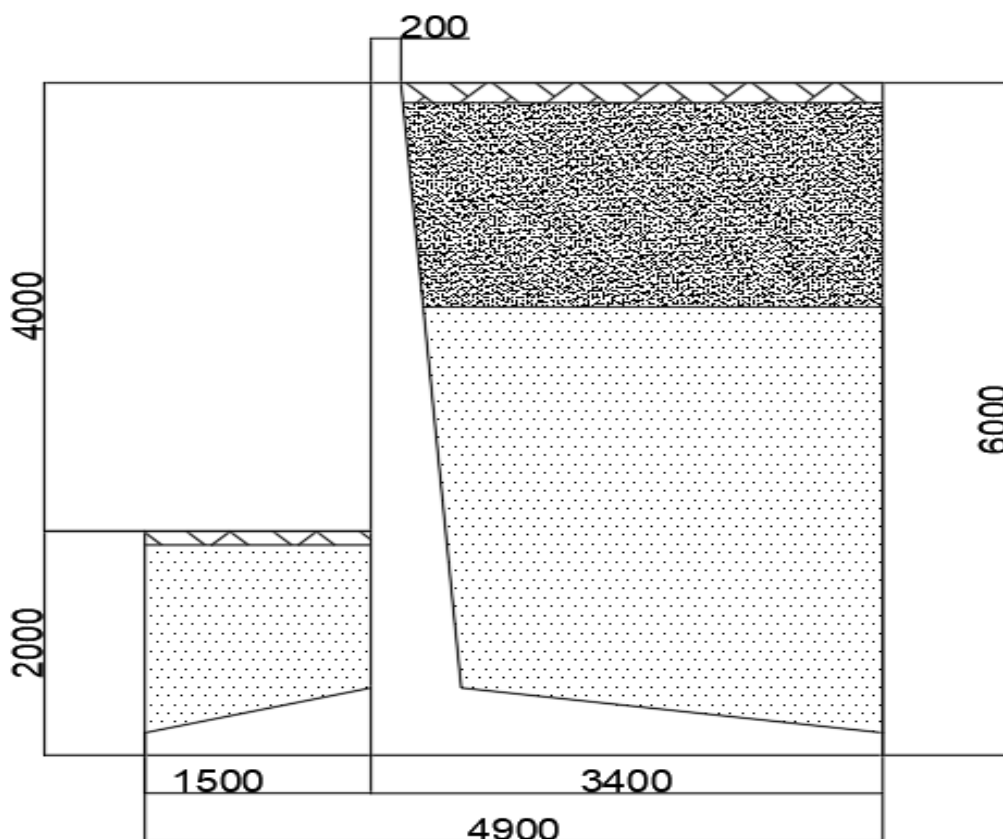


Рисунок 6 – Габариты подпорной стены.

Далее определяется удерживающая сила F_{sr} , которая для нескального грунта определяется по формуле:

$$F_{sr} = F_v \tan(\varphi_1 + \beta) + bc_1 + E_r \quad (3.2.4)$$

где, F_v – сумма проекций всех сил на вертикальную поверхность;
 φ_1 - значение модуля внутреннего трения грунта, для расчета по первому предельному состоянию;

β – расчетный угол;

b – ширина фундамента, принимаемая;

c_1 – значение сцепления грунта, для расчета по первому предельному состоянию;

E_r - пассивное сопротивление грунта.

Далее следует определить расчетные параметры угла внутреннего трения для первого предельного состояния по формулам:

$$\varphi_1 = \varphi^n \cdot \gamma_\phi \quad (3.2.5)$$

где, φ^n – нормативное значение внутреннего угла трения;

γ_ϕ – коэффициент надежности по грунту, принимаемы по таблице 3.2.2.

Таблица 3.2.2- Коэффициент надежности по грунту

Грунт	Значения коэффициента
Собственный вес конструкции	1,1
Вес грунта в природном залегании	1,1
Вес грунта в засыпке	1,15
Вес насыпного грунта	1,2
Вес дорожного покрытия проезжей части и тротуаров	1,5
Вес полотна, железнодорожных путей	1,3
Гидростатическое давления грунтов вод	1,1

Расчетный параметр сцепления грунта по первому предельному состоянию определяются по формуле:

$$c_1 = c^n / 1,5 \quad (3.2.6)$$

где, c^n – нормативное значение сцепления грунта.

Пассивное сопротивление грунта определяется по формуле:

$$E_r = \frac{\gamma_1 \cdot h_r^2 \cdot \lambda_r}{2} + \frac{c_1 h_r (\lambda_r - 1)}{\tan \varphi} \quad (3.2.7)$$

где, c_1 - расчетный параметр сцепления грунта по первому предельному состоянию;

h_r – высота призмы выпора грунта;

γ_1 – удельный вес грунта по первой категории предельных состояний;

λ_r – коэффициент пассивного сопротивления грунта.

Следующим шагом определятся коэффициент пассивного сопротивления грунта:

$$\lambda_r = \tan^2(45^\circ + \varphi_1/2) \quad (3.2.8)$$

Расчеты значений параметров грунтов для первого и второго предельного состояния приведены в таблице 3.2.3 и 3.2.4 соответственно.

Таблица 3.2.3 – Значение параметров по первому предельному состоянию

№ ИГЭ	γ_1 , тс/м ³	φ_1 , град.	c_1
1	1,89	40,7	0
2	1,89	37,4	0

Таблица 3.2.4 - Значение параметров по второму предельному состоянию

№ ИГЭ	γ_{11} , тс/м ³	φ_{11} , град.	c_{11}
1	1,8	37	0
2	1,8	34	0

Так как расчет на движение стены против сдвига осуществляется по трем значения угла β , при которых он принимает значения:

- $\beta = 0$;

- $\beta = \varphi_1/2$;

- $\beta = \varphi_1$.

Для начала производится расчет при $\beta = 0$. При этом следует соблюдать условия, при которых $c_l \leq 5$, $\varphi_l \leq 30^\circ$ и $\lambda_r = 1$. Рассчитаем высоту призмы выпора грунта по формуле:

$$h_r = d + b \cdot tg\beta \quad (3.2.9)$$

где, d – высота подпора грунта;

b – ширина фундамента подпорной стены;

$$h_r = 2 + 4,9 \cdot tg0^\circ = 2 \text{ м}$$

Следующим шагом определим коэффициент пассивного сопротивления. Для данного случая принимаем его равным 1.

Далее рассчитаем пассивное сопротивление грунта по формуле 3.2.8:

$$E_r = \frac{1,89 \cdot 2^2 \cdot 1}{2} + 0 \cdot 2 \cdot (1 - 1) / \operatorname{tg} 30 = 3,78 \text{ тс}$$

Чтобы посчитать сумму всех сил, оказывающих влияние на вертикальную плоскость воспользуемся формулой:

$$F_v = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi') + \gamma' \gamma_f \left(\frac{h(b-t)}{2} + td \right) + \gamma_1 \operatorname{tg} \beta b^2 / 2 \quad (3.2.10)$$

$$F_v = 17,62 \cdot \operatorname{tg}(0^\circ + 30^\circ) + 1,89 \cdot 1,2 \left(\frac{6 \cdot (4,9 - 1,5)}{2} + 0,6 \cdot 2 \right) \cdot 1,89 \cdot \operatorname{tg} 0^\circ \cdot \frac{4,9^2}{2} = 40,11 \text{ КН}$$

Определим удерживающую силу по формуле 3.2.5:

$$F_{sr} = 40,11 \cdot \operatorname{tg}(30^\circ - 0^\circ) + 4,9 \cdot 0 + 3,78 = 24,19 \text{ тс}$$

Вынесем все полученные результаты в таблицу 3.2.5.

Таблица 3.2.5 – Расчеты на сдвиг при $\beta = 0$

№ ИГЭ	h_r	λ_r	E_r	F_v	F_{sr}
2	2	1	3,78	40,11	26,94

Далее проверим условие 3.2.1 для второго инженерно-геологического элемента:

$$17,62 \leq 0,9 \cdot 26,94 / 1,15$$

$$17,62 \leq 21,082$$

Инженерно-геологический элемент удовлетворяет условию, следовательно, считаем параметры при $\beta = \varphi_1 / 2$ и $\beta = \varphi_1$. Так как дальнейшие расчеты будут аналогичны предыдущим, получившиеся значения будут представлены в таблицах 3.2.6 и 3.2.7 соответственно для следующих случаев.

Таблица 3.2.6 – Расчеты на сдвиг при $\beta = \varphi_1 / 2$

№ ИГЭ	h_r	λ_r	E_r	F_v	F_{sr}
2	2,56	4,1	25,38	51,09	42,68

Далее проверим условие 3.2.1 для первого и второго инженерно-геологического элемента:

$$17,62 \leq 33,39$$

Инженерно-геологический элемент удовлетворяет условию, следовательно, производим расчеты при $\beta = \varphi_1$.

Таблица 3.2.7 – Расчеты на сдвиг при $\beta = \varphi_1$

№ ИГЭ	h_r	λ_r	E_r	F_v	F_{sr}
2	4,87	4,09	91,54	60,76	91,54

Далее проверим условие 3.2.1 для второго инженерно-геологического элемента:

$$17,62 \leq 71,64$$

Инженерно-геологический элемент удовлетворяет условию при всех значениях угла, следовательно, подпорная стена пригодна для эксплуатации по параметру сдвигоустойчивости.

3.2.2 Расчет устойчивости положения против сдвига второго варианта

Параметры подпорной стены представлены на рисунке 7.

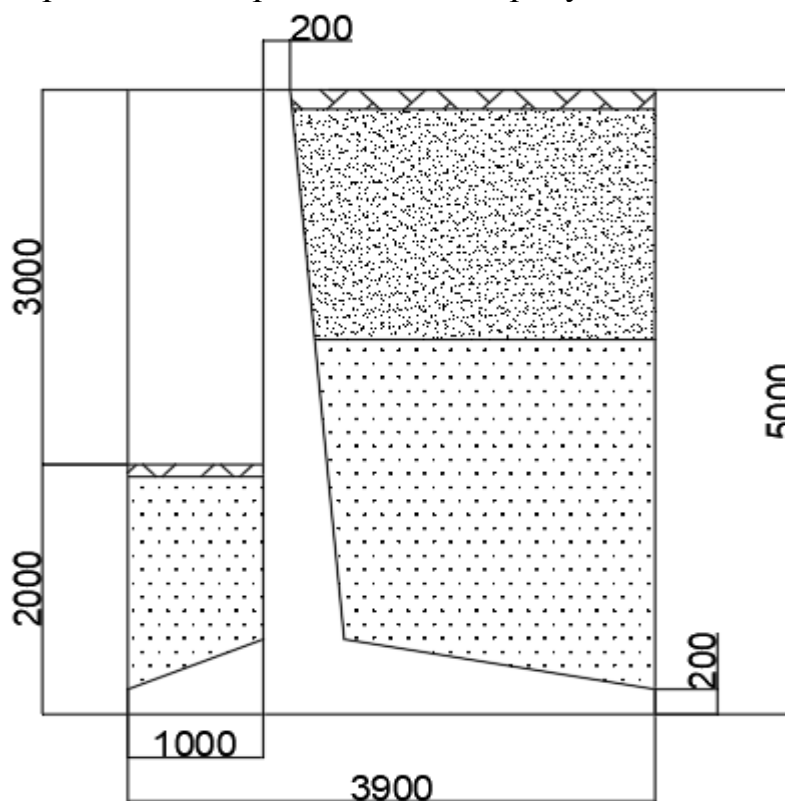


Рисунок 7 – Габариты подпорной стены

Рассчитаем нагрузку:

$$F_{sa} = 11,45 + 1 = 12,45 \text{ тс/м}^2$$

Для начала производится расчет при $\beta = 0$. При этом следует соблюдать условия, при которых $c_l \leq 5$, $\varphi_l \leq 30^\circ$ и $\lambda_r = 1$. Рассчитаем высоту призмы выпора грунта по формуле:

$$h_r = d + b \cdot \operatorname{tg} \beta \quad (3.2.9)$$

где, d – высота подпора грунта;
 b – ширина фундамента подпорной стены;

$$h_r = 2 + 3,9 \cdot \operatorname{tg} 0^\circ = 2 \text{ м}$$

Следующим шагом определим коэффициент пассивного сопротивления. Для данного случая принимаем его равным 1.

Далее рассчитаем пассивное сопротивление грунта по формуле 3.2.8:

$$E_r = \frac{1,89 \cdot 2^2 \cdot 1}{2} + 0 \cdot 2 \cdot (1 - 1) / \operatorname{tg} 30 = 3,78 \text{ тс}$$

Чтобы посчитать сумму всех сил, оказывающих влияние на вертикальную плоскость воспользуемся формулой 3.2.10:

$$F_v = 12,45 \cdot \operatorname{tg}(0^\circ + 30^\circ) + 1,89 \cdot 1,2 \left(\frac{5 \cdot (3,9 - 1)}{2} + 0,6 \cdot 2 \right) \cdot 1,89 \cdot \operatorname{tg} 0^\circ \cdot \frac{3,9^2}{2} = 28,17 \text{ тс}$$

Определим удерживающую силу по формуле 3.2.5:

$$F_{sr} = 28,17 \cdot \operatorname{tg}(30^\circ - 0^\circ) + 3,9 \cdot 0 + 3,78 = 20,04 \text{ тс}$$

Вынесем все полученные результаты в таблицу 3.2.8.

Таблица 3.2.8 – Расчеты на сдвиг при $\beta = 0$

№ ИГЭ	h_r	λ_r	E_r	F_v	F_{sr}
2	2	1	3,78	28,17	20,04

Далее проверим условие 3.2.1 для второго инженерно-геологического элемента:

$$12,45 \leq 0,9 \cdot 20,04 / 1,15$$

$$12,45 \leq 15,69$$

Инженерно-геологический элемент удовлетворяет условию, следовательно, считаем параметры при $\beta = \varphi_1/2$ и $\beta = \varphi_1$. Так как дальнейшие расчеты будут аналогичны предыдущим, получившиеся значения будут представлены в таблицах 3.2.9 и 3.2.10 соответственно для следующих случаев.

Таблица 3.2.9 – Расчеты на сдвиг при $\beta = \varphi_1/2$

№ ИГЭ	h_r	λ_r	E_r	F_v	F_{sr}
2	2,45	4,09	23,16	35,36	35,13

Далее проверим условие 3.2.1 для первого и второго инженерно-геологического элемента:

$$12,45 \leq 27,49$$

Инженерно-геологический элемент удовлетворяет условию, следовательно, производим расчеты при $\beta = \varphi_1$.

Таблица 3.2.10 – Расчеты на сдвиг при $\beta = \varphi_1$

№ ИГЭ	h_r	λ_r	E_r	F_v	F_{sr}
2	4,27	4,09	70,86	41,49	70,86

Далее проверим условие 3.2.1 для второго инженерно-геологического элемента:

$$12,45 \leq 70,86$$

Инженерно-геологический элемент удовлетворяет условию при всех значениях угла, следовательно, подпорная стена пригодна для эксплуатации по параметру сдвигоустойчивости.

3.3 Расчет прочности грунтового основания

3.3.1 Расчет прочности грунтового основания первого варианта

Расчет прочности грунтового основания производится для всех скальных и нескальных грунтов при $tg\delta_1 < \sin \varphi_1$ из условия:

$$F_v \leq \gamma_c \cdot N_u / \gamma_n \tag{3.3.1}$$

где, γ_c – коэффициент работы условий грунта основания;
 γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения;

N_u – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания;

F_v – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость.

Расчет прочности грунтового основания производится для всех трех значений F_v , полученных в результате расчета в предыдущей главе.

Тангенс угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определим по формуле:

$$tg\delta_1 = F_{sa}/F_v \quad (3.3.2)$$

$$tg\delta_1 = \frac{17,62}{40,11} = 0,44$$

$$tg\delta_1 = \frac{17,62}{51,09} = 0,35$$

$$tg\delta_1 = \frac{17,62}{60,76} = 0,29$$

Следующим шагом определим значение $\sin \varphi_1$. Для грунта лежащего в основании, исходя из значения $\varphi_1 = 37,4$, его синус принимается равным 0,61. Далее произведем сравнение по условию:

$$0,44 < 0,61$$

$$0,35 < 0,61$$

$$0,29 < 0,61$$

Все условия выполнены, следовательно, расчет грунтового основания производится для всех трех величин.

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления грунтового основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, определяют по формуле:

$$N_u = b' \cdot (N_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot C_1) \quad (3.3.3)$$

где, N_γ , N_q , N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикали δ_1 , равнодействующей внешней нагрузки на основание в уровне подошвы стены;

b' - приведенная ширина подошвы;

d – глубина заложения подошвы от нижней планировочной отметки, м;

γ_1 – удельный вес грунта по первой категории предельных состояний;

c_1 - расчетный параметр сцепления грунта по первому предельному состоянию.

Далее вычисляют приведенную ширину подошвы. Ее значение вычисляют по формуле:

$$b' = b - 2 \cdot e \quad (3.3.4)$$

где, e – эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, которая проходит через центр тяжести подошвы стены;

b - ширина подошвы.

Следует отметить, что эксцентриситет не может превышать значение равное $b/3$. Он вычисляется по формуле:

$$e = M_0/F_v \quad (3.3.5)$$

где, M_0 – сумма моментов всех вертикальных и горизонтальных относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы;

F_v – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость.

Далее определяют сумму моментов всех вертикальных и горизонтальных относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы. Данный показатель рассчитывается по формуле:

$$M_0 = F_{sa} \cdot \left(h^* - tg(\varepsilon + \varphi') \cdot \left(\frac{b}{2} - h^* \cdot tg \varepsilon \right) \right) + \gamma'_1 \gamma_f (b - t)(h \cdot (b - 4 \cdot t) + 6 \cdot t \cdot d)/12 \quad (3.3.6)$$

где, F_{sa} - сдвигающая сила;

h^* - расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемая 1,2;

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены определяются по формуле: \

$$h^* = (F_{sa y} \cdot \frac{h}{3} + F_{sa q} \cdot \left(h - y_a - \frac{y_b}{2} \right))/F_{sa} \quad (3.3.7)$$

где, $F_{sa, \gamma}$ – сдвигающая сила от собственного веса грунта;

$F_{sa, q}$ – сдвигающая сила от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения;

h - высота грунта;

Для начала произведем расчет для первого случая. Определим расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены по формуле 3.3.7:

$$h^* = (16,62 \cdot \frac{6}{3} + 1 \cdot (6 - 0 - \frac{6}{2}))/17,62 = 2,05 \text{ м}$$

По формуле 3.3.6 произведем расчет суммы всех вертикальных и горизонтальных моментов, относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$M_0 = 17,62 \cdot \left(2,05 - tg(0 + 37,4) \cdot \left(\frac{4,9}{2} - 2,05 \cdot tg 0 \right) \right) + 1,89 \cdot 1,2 \cdot (4,9 - 1,5)(6 \cdot (4,9 - 4 \cdot 1,5) + 6 \cdot 1,5 \cdot 2)/12 = 63,11$$

Далее посчитаем эксцентриситет по формуле 3.3.5:

$$e = \frac{63,11}{40,11} = 1,57$$

Стоит отметить, что данная величина не может превышать значение равное 1,63. Поэтому, далее произведем сравнение:

$$1,57 \leq 1,63$$

Условие пройдено, следовательно, можно производить дальнейшие расчеты. Далее по формуле 3.3.4 произведем расчет приведенной ширины подошвы:

$$b' = 4,9 - 2 \cdot 1,57 = 1,75 \text{ м}$$

По формуле 3.3.3 рассчитаем вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания в стабилизированном состоянии, сложенного нескальными грунтами, но перед расчетом, следует определить три коэффициента:

- N_γ ;
- N_q ;
- N_c .

Данные коэффициенты имеют значения 2,09; 7,04 и 10,47 соответственно. С учетом данных коэффициентов, составляющая силы предельного сопротивления равна:

$$N_u = 1,75 \cdot (2,09 \cdot 1,75 \cdot 1,89 + 7,04 \cdot 1,89 \cdot 2 + 10,47 \cdot 0) = 58,79 \text{ тс}$$

Далее, исходя из условия 3.3.1 проверяем прочность грунтового основания:

$$40,11 \leq 0,9 \cdot 58,79/1,15$$

$$40,11 \leq 46,02$$

Условие выполнено, следовательно, значения являются удовлетворительными. Аналогичным образом произведем расчет для оставшихся двух значений. Промежуточные и итоговые значения характеристик приведены в таблицах 3.3.1 и 3.3.2 соответственно.

Таблица 3.3.1 – Промежуточные и итоговые значения при $F_v = 51,09$

$tg\delta_1$	$\sin \varphi_1$	h^*	M_0	$b/3$	e	b'	N_u
0,34	0,61	2,06	63,11	1,63	1,24	2,43	102,44

Далее проверим выполнение условия:

$$51,09 \leq 80,17$$

Условия выполнено, следовательно, значения являются удовлетворительными.

Таблица 3.3.2 - Промежуточные и итоговые значения при $F_v = 60,76$

$tg\delta_1$	$\sin \varphi_1$	h^*	M_0	$b/3$	e	b'	N_u
0,29	0,61	2,06	63,11	1,63	1,03	2,82	177,51

Далее проверим выполнение условия:

$$51,09 \leq 138,92$$

Все три условия выполнены, следовательно, расчет прочности грунтового основания можно считать удовлетворительным.

3.3.2 Расчет прочности грунтового основания второго варианта

Для начала произведем расчет для первого случая. Определим расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены по формуле 3.3.7:

$$h^* = (11,45 \cdot \frac{5}{3} + 1 \cdot (5 - 0 - \frac{5}{2}))/12,45 = 1,73 \text{ м}$$

По формуле 3.3.6 произведем расчет суммы всех вертикальных и горизонтальных моментов, относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$M_0 = 11,45 \cdot \left(1,73 - \operatorname{tg}(0 + 37,4) \cdot \left(\frac{3,9}{2} - 1,73 \cdot \operatorname{tg} 0 \right) \right) + 1,89 \cdot 1,2 \cdot (3,9 - 1)(6 \cdot (3,9 - 4 \cdot 1) + 6 \cdot 1 \cdot 2) / 12 = 29,82$$

Далее посчитаем эксцентриситет по формуле 3.3.5:

$$e = \frac{29,82}{28,17} = 1,06$$

Стоит отметить, что данная величина не может превышать значение равное 1,3. Поэтому, далее произведем сравнение:

$$1,05 \leq 1,3$$

Условие пройдено, следовательно, можно производить дальнейшие расчеты. Далее по формуле 3.3.4 произведем расчет приведенной ширины подошвы:

$$b' = 3,9 - 2 \cdot 1,05 = 2,78 \text{ м}$$

По формуле 3.3.3 рассчитаем вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания в стабилизированном состоянии, сложенного не скальными грунтами, но перед расчетом, следует определить три коэффициента:

- N_γ ;
- N_q ;
- N_c .

Данные коэффициенты имеют значения 2,09; 7,04 и 10,47 соответственно. С учетом данных коэффициентов, составляющая силы предельного сопротивления равна:

$$N_u = 2,78 \cdot (2,09 \cdot 2,78 \cdot 1,89 + 7,04 \cdot 1,89 \cdot 2 + 10,47 \cdot 0) = 104,62 \text{ тс}$$

Далее, исходя из условия 3.3.1 проверяем прочность грунтового основания:

$$28,17 \leq 0,9 \cdot 104,62 / 1,15$$

$$28,17 \leq 81,87$$

Условие выполнено, следовательно, значения являются удовлетворительными. Аналогичным образом произведем расчет для оставшихся двух значений. Промежуточные и итоговые значения характеристик приведены в таблицах 3.3.3 и 3.3.4 соответственно.

Таблица 3.3.3 – Промежуточные и итоговые значения при $F_v = 35,36$

$tg\delta_1$	$\sin \varphi_1$	h^*	M_0	$b/3$	e	b'	N_u
0,34	0,61	3,2	29,83	1,63	0,84	3,21	147,98

Далее проверим выполнение условия:

$$28,17 \leq 115,81$$

Условия выполнено, следовательно, значения являются удовлетворительными.

Таблица 3.3.4 - Промежуточные и итоговые значения при $F_v = 41,48$

$tg\delta_1$	$\sin \varphi_1$	h^*	M_0	$b/3$	e	b'	N_u
0,30	0,61	1,73	29,83	1,63	0,72	3,46	163,73

Далее проверим выполнение условия:

$$28,17 \leq 163,73$$

Все три условия выполнены, следовательно, расчет прочности грунтового основания можно считать удовлетворительным.

3.4 Расчет оснований на деформации

3.4.1 Расчет оснований на деформации первого варианта

Данный расчет, при отсутствии специальных технологических и документальных требований считается удовлетворительным в случае, если среднее давление на грунт под подошвой фундамента от нормативной нагрузки не превышает расчетного сопротивления грунта основания R , а крайевые – $1,2R$. Данная совокупность представлена в формуле:

$$p_{max} \leq 1,2 \cdot R \quad (3.4.1)$$

где, R – расчетное сопротивление грунта;

p_{max} – давление на грунт.

В данном случае эпюру напряженности допускается принимать трапециевидной или треугольной. При треугольной форме эпюры площадь сжатой зоны должна быть не менее 75% от общей площади фундамента подпорной стены. Эпюра напряженности показана на рисунке 8.

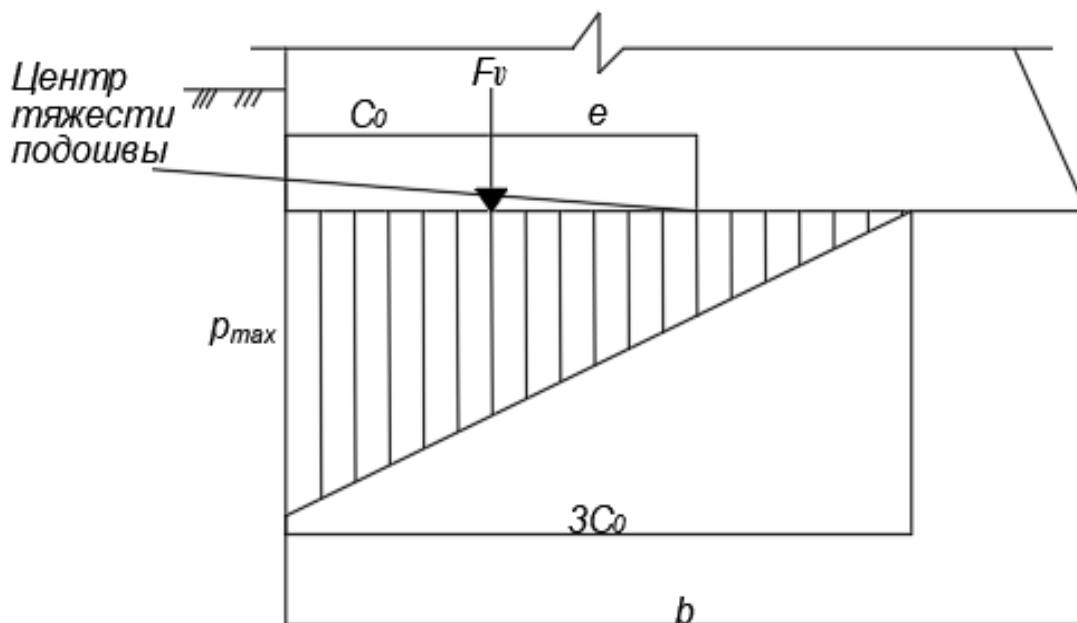


Рисунок 8 – Эпюра напряженности

Краевые давления на грунт под подошвой подпорной стены p_{max} , p_{min}^{max} , рассматривают при эксцентриситете приложения равнодействующей всех вертикальных сил относительно центра тяжести подошвы $e \leq b/6$ и $e > b/6$ по формулам 3.4.2 и 3.4.3 соответственно:

$$p_{min}^{max} = F_v \cdot (1 \pm 6 \cdot e/b)/b \quad (3.4.2)$$

$$p_{max} = 2 \cdot F_v / 3 \cdot C_0 \quad (3.4.3)$$

где, $3C_0$ - длина эпюры по подошве фундамента;
 F_v - сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость;
 e – эксцентриситет;
 b – ширина фундамента.

Длина эпюры по подошве определяется по формуле:

$$C_0 = 0,5 \cdot b - e \quad (3.4.4)$$

где, e – эксцентриситет;
 b – ширина фундамента.

Расчетное сопротивление грунта основания определяют по формуле:

$$R = \left(\frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \right) \cdot (M_\gamma \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{11}) \quad (3.4.5)$$

где, γ_{c1} – коэффициент условий работы принимаемый по таблице 3.4.1;

γ_{c2} – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 3.4.1;
 k – коэффициент, принимаемый 1, в случае если φ и c определены испытаниями;
 b – ширина фундамента.

Таблица 3.4.1 – Значение коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте, равный	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески В том числе:	1,3	1,1	1,3
Маловлажные и влажные	1,25	1	1,2
Насыщенные водой	1,1	1	1,1
Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1	1

Определим расчетное сопротивление грунта основания. Для этого, надо определить коэффициенты γ_{c1} и γ_{c2} по таблице 3.4.1. Данные коэффициенты равны 1,4 и 1,4 соответственно для данного инженерно-геологического элемента. Также следует определить коэффициенты M_γ , M_q , M_c . Данные коэффициенты после интерполяции принимают значения 1,55; 7,22 и 9,22 соответственно.

По формуле 3.4.5 определим расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \left(\frac{1,4 \cdot 1,4}{1} \right) \cdot (1,55 \cdot 4,9 \cdot 1,8 + 7,22 \cdot 2 \cdot 1,8 + 9,22 \cdot 0) = 77,74$$

Далее, по формуле 3.4.4 следует определить длину эпюры по подошве:

$$C_0 = 0,5 \cdot 4,9 - 1,6 = 0,88$$

Следующим шагом определяем краевое давление на грунт под подошвой подпорной стены. Так как отношение $b/6$ не превышает значение эксцентриситета, расчет выполняется по формуле 3.4.3:

$$p_{max} = 2 \cdot 40,11 / 3 \cdot 0,88 = 23,44$$

Далее проверим условие 3.4.1:

$$23,44 \leq 1,2 \cdot 77,44$$

$$23,44 \leq 93,29$$

Условия выполняются, следовательно, расчет удовлетворителен. Так как дальнейшие расчеты выполняются аналогичным образом их результаты будут занесены в таблицы 3.4.2 и 3.4.3 соответственно для $F_v = 51,09$ и $F_v = 60,76$.

Таблица 3.4.2 – Результаты расчетов при $F_v = 51,09$

p_{max}	C_0	R	$1,2R$
41,21	1,21	77,74	93,29

Проверим выполнение условия:

$$41,21 \leq 93,29$$

Условие выполняется, следовательно, расчет удовлетворителен.

Таблица 3.4.3 – Результаты расчетов при $F_v = 60,76$

p_{max}	C_0	R	$1,2R$
57,52	1,42	77,74	93,29

Проверим выполнение условия:

$$57,52 \leq 93,29$$

Все три условия выполняются, следовательно, расчет оснований на деформации считается удовлетворительным.

3.4.2 Расчет оснований на деформации второго варианта

Определим расчетное сопротивление грунта основания. Для этого, надо определить коэффициенты γ_{c1} и γ_{c2} по таблице 3.4.1. Данные коэффициенты равны 1,4 и 1,4 соответственно для данного инженерно-геологического элемента. Также следует определить коэффициенты M_γ , M_q , M_c . Данные коэффициенты после интерполяции принимают значения 1,55; 7,22 и 9,22 соответственно.

По формуле 3.4.5 определим расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \left(\frac{1,4 \cdot 1,4}{1} \right) \cdot (1,55 \cdot 3,9 \cdot 1,8 + 7,22 \cdot 2 \cdot 1,8 + 9,22 \cdot 0) = 72,27$$

Далее, по формуле 3.4.4 следует определить длину эпюры по подошве:

$$C_0 = 0,5 \cdot 3,9 - 1,06 = 0,89$$

Следующим шагом определяем краевое давление на грунт под подошвой подпорной стены. Так как отношение $b/6$ не превышает значение эксцентриситета, расчет выполняется по формуле 3.4.3:

$$p_{max} = 2 \cdot 28,17 / 3 \cdot 0,89 = 16,72$$

Далее проверим условие 3.4.1:

$$16,72 \leq 1,2 \cdot 72,27$$

$$23,44 \leq 86,73$$

Условия выполняются, следовательно, расчет удовлетворителен. Так как дальнейшие расчеты выполняются аналогичным образом их результаты будут занесены в таблицы 3.4.4 и 3.4.5 соответственно для $F_v = 35,36$ и $F_v = 41,48$.

Таблица 3.4.4 – Результаты расчетов при $F_v = 35,36$

p_{max}	C_0	R	$1,2R$
26,17	1,11	72,27	86,73

Проверим выполнение условия:

$$26,17 \leq 93,29$$

Условие выполняется, следовательно, расчет удовлетворителен.

Таблица 3.4.5 – Результаты расчетов при $F_v = 41,48$

p_{max}	C_0	R	$1,2R$
34,01	1,23	72,27	86,73

Проверим выполнение условия:

$$34,01 \leq 86,73$$

Все три условия выполняются, следовательно, расчет оснований на деформации считается удовлетворительным.

3.5 Определений усилий в элементах конструкции

3.5.1 Определение усилий в элементах конструкции первого варианта

В тонкостенной подпорной стене уголкового консольной расчетные усилия, а, то есть, изгибающие моменты и поперечные силы для сечения 1-1 определяются по формуле в виде совокупности если $y \leq y_a + y_b$:

$$\begin{cases} M_{1-1} = \frac{P_\gamma y^3}{6h} + \frac{P_q(y-y_a)^2}{2} \\ Q_{1-1} = \frac{P_\gamma y^2}{2h} + P_q(y - y_a) \end{cases} \quad (3.5.1)$$

В случае если $y > y_a + y_b$:

$$\begin{cases} M_{1-1} = \frac{P_\gamma y^3}{6h} + P_q y_b \left(y - y_a - \frac{y_b}{2} \right) \\ Q_{1-1} = \frac{P_\gamma y^2}{2h} + P_q y_b \end{cases} \quad (3.5.2)$$

где, P_γ - активное давления грунта на вертикальную подпорную стенку;

P_q - интенсивность горизонтального давления грунта;

h - высота подпорной стены.

Для сечения 2-2 в случае, если $e > b/6$:

$$\begin{cases} M_{2-2} = \frac{P_{uy}'' x_2^2}{2} - \frac{p_{max} x_2^2 \left(1 - \frac{x_2}{9c_0} \right)}{2} \\ Q_{2-2} = \frac{P_{uy}'' x_2}{2} - p_{max} x_2 \left(1 - \frac{x_2}{6c_0} \right) \end{cases} \quad (3.5.3)$$

В случае, если $e < b/6$:

$$\begin{cases} M_{2-2} = \frac{P_{uy}'' x_2^2}{2} - \frac{p_{max} x_2^3 \left(\frac{p_{min}}{p_{max}} + \frac{3b}{x^2} - 1 \right)}{6b} \\ Q_{2-2} = P_{uy}'' x_2 - \frac{p_{max} x_2^2 \left(\frac{p_{min}}{p_{max}} + \frac{2b}{x^2} - 1 \right)}{2b} \end{cases} \quad (3.5.4)$$

где, P_{uy}'' - активное давления грунта на вертикальную подпорную стенку;

Для сечения 3-3, в случае если $e > b/6$ при $x_3 \leq \xi + x_b$:

$$\begin{cases} M_{3-3} = \frac{p_{max}(3C_0-b+x_3)^3}{18C_0} - \frac{P_{uy}x_3^2}{2} - \frac{P_{uq}(x_3-\xi)^2}{2} - \frac{x_3^3(P'_{uy}-P_{uy})}{6(b-t)} \\ Q_{3-3} = \frac{p_{max}(3C_0-b+x_3)^2}{6C_0} - P_{uy}x_3 - P_{uq}(x_3-\xi) - \frac{x_3^2(P'_{uy}-P_{uy})}{2(b-t)} \end{cases} \quad (3.5.5)$$

При $x_3 > \xi + x_b$:

$$\begin{cases} M_{3-3} = \frac{p_{max}(3C_0-b+x_3)^3}{18C_0} - \frac{P_{uy}x_3^2}{2} - \frac{P_{uq}x_b(x_3-\xi-\frac{x_b}{2})^2}{2} - \frac{x_3^3(P'_{uy}-P_{uy})}{6(b-t)} \\ Q_{3-3} = \frac{p_{max}(3C_0-b+x_3)^2}{6C_0} - P_{uy}x_3 - P_{uq}x_b - \frac{x_3^2(P'_{uy}-P_{uy})}{2(b-t)} \end{cases} \quad (3.5.6)$$

Для сечения 3-3, в случае если $e < b/6$ при $x_3 \leq \xi + x_b$:

$$\begin{cases} M_{3-3} = \frac{p_{min}x_3^3(\frac{p_{min}+\frac{3b}{x_3}-1}{p_{max}})}{6b} - \frac{P_{uy}x_3^2}{2} - \frac{P_{uq}(x_3-\xi)^2}{2} - \frac{x_3^3(P'_{uy}-P_{uy})}{6(b-t)} \\ Q_{2-2} = \frac{p_{min}x_3^2(\frac{p_{min}+\frac{2b}{x_3}-1}{p_{max}})}{2b} - P_{uy}x_3 - P_{uq}(x_3-\xi) - \frac{x_3^2(P'_{uy}-P_{uy})}{2(b-t)} \end{cases} \quad (3.5.7)$$

При $x_3 > \xi + x_b$

$$\begin{cases} M_{3-3} = \frac{p_{min}x_3^3(\frac{p_{min}+\frac{3b}{x_3}-1}{p_{max}})}{6b} - \frac{P_{uy}x_3^2}{2} - \frac{P_{uq}x_b(x_3-\xi-\frac{x_b}{2})^2}{2} - \frac{x_3^3(P'_{uy}-P_{uy})}{6(b-t)} \\ Q_{2-2} = \frac{p_{min}x_3^2(\frac{p_{min}+\frac{2b}{x_3}-1}{p_{max}})}{2b} - P_{uy}x_3 - P_{uq}x_b - \frac{x_3^2(P'_{uy}-P_{uy})}{2(b-t)} \end{cases} \quad (3.5.8)$$

Интенсивность вертикального давления от собственного веса грунта в призме обрушения P_{uy} и от нагрузки P_{uq} вычисляются по формулам:

$$P_{uy} = \frac{P_{\gamma}tg(\varepsilon+\varphi'_1)}{tg\varepsilon} \quad (3.5.9)$$

$$P_{uq} = \frac{P_qtg(\varepsilon+\varphi'_1)}{tg\varepsilon} \quad (3.5.10)$$

Интенсивность вертикального давления от собственного веса грунта P'_{uy} и над передней консолью P''_{uy} в контуре определяются по формулам:

$$P'_{uy} = \gamma'_1\gamma_f h \quad (3.5.11)$$

$$P''_{uy} = \gamma'_1\gamma_f d \quad (3.5.12)$$

где, γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;
 h - высота подпорной стены;
 d - высота подпора грунта.

По формулам 3.5.11 и 3.5.12 определим интенсивность вертикального давления в контуре над передней консолью и от собственного веса грунта:

$$P_{uy}'' = 1,89 \cdot 1,2 \cdot 2 = 4,54$$

$$P_{uy}' = 1,89 \cdot 1,2 \cdot 6 = 13,61$$

Далее определяем интенсивность вертикального давления от собственного веса грунта в призме обрушения P_{uy} и от нагрузки P_{uq} по формулам 3.5.9 и 3.5.10:

$$P_{uy} = \frac{5,54 \cdot \operatorname{tg}(29,54+37,4)}{\operatorname{tg}29,54} = 22,96$$

$$P_{uq} = \frac{1 \cdot \operatorname{tg}(29,54+37,4)}{\operatorname{tg}29,54} = 4,15$$

Далее определим изгибающие моменты и поперечные силы для сечения 1-1 по формуле 3.5.1:

$$\begin{cases} M_{1-1} = \frac{5,54 \cdot 6^3}{6 \cdot 6} + \frac{1 \cdot (6-0)^2}{2} = 51,24 \\ Q_{1-1} = \frac{5,54 \cdot 6^2}{2 \cdot 6} + 1 \cdot (6-0) = 22,26 \end{cases}$$

Следующим шагом определяем изгибающие моменты и поперечные силы для сечения 2-2 по формуле 3.5.3:

$$\begin{cases} M_{2-2} = \frac{4,54 \cdot 0,75^2}{2} - \frac{23,44 \cdot 0,75^2 \left(1 - \frac{0,75}{9 \cdot 0,88}\right)}{2} = -4,69 \\ Q_{2-2} = \frac{4,54 \cdot 0,75}{2} - 23,44 \cdot 0,75 \left(1 - \frac{0,75}{6 \cdot 0,88}\right) = -11,68 \end{cases}$$

Далее определим изгибающие моменты и поперечные силы для сечения 3-3 по формуле 3.5.5:

$$\begin{cases} M_{3-3} = \frac{23,44(3 \cdot 0,88 - 4,9 + 3,2)^3}{18 \cdot 0,88} - \frac{22,96 \cdot 3,2^2}{2} - \frac{4,15(3,2-0)^2}{2} - \frac{3,2^3(13,61-22,96)}{6(4,9-1,5)} = -122,54 \\ Q_{3-3} = \frac{23,44(3 \cdot 0,88 - 4,9 + 3,2)^2}{6 \cdot 0,88} - 22,96 \cdot 3,2 - 4,15(3,2-0) - \frac{3,2^2(13,61-22,96)}{2(4,9-1,5)} = -68,74 \end{cases}$$

3.5.2 Определение усилий в элементах конструкции второго варианта

По формулам 3.5.11 и 3.5.12 определим интенсивность вертикального давления в контуре над передней консолью и от собственного веса грунта:

$$P_{uy}'' = 1,89 \cdot 1,2 \cdot 2 = 4,54$$

$$P_{uy}' = 1,89 \cdot 1,2 \cdot 5 = 11,34$$

Далее определяем интенсивность вертикального давления от собственного веса грунта в призме обрушения P_{uy} и от нагрузки P_{uq} по формулам 3.5.9 и 3.5.10:

$$P_{uy} = \frac{4,58 \cdot \operatorname{tg}(29,54+37,4)}{\operatorname{tg}29,54} = 18,98$$

$$P_{uq} = \frac{1 \cdot \operatorname{tg}(29,54+37,4)}{\operatorname{tg}29,54} = 5,87$$

Далее определим изгибающие моменты и поперечные силы для сечения 1-1 по формуле 3.5.1:

$$\begin{cases} M_{1-1} = \frac{4,58 \cdot 5^3}{6 \cdot 5} + \frac{1 \cdot (5-0)^2}{2} = 31,58 \\ Q_{1-1} = \frac{4,58 \cdot 5^2}{2 \cdot 5} + 1 \cdot (6-0) = 16,45 \end{cases}$$

Следующим шагом определяем изгибающие моменты и поперечные силы для сечения 2-2 по формуле 3.5.3:

$$\begin{cases} M_{2-2} = \frac{4,54 \cdot 0,5^2}{2} - \frac{26,17 \cdot 0,5^2 \left(1 - \frac{0,5}{9 \cdot 0,89}\right)}{2} = -2,49 \\ Q_{2-2} = \frac{4,54 \cdot 0,5}{2} - 26,17 \cdot 0,5 \left(1 - \frac{0,5}{6 \cdot 0,89}\right) = -9,58 \end{cases}$$

Далее определим изгибающие моменты и поперечные силы для сечения 3-3 по формуле 3.5.5:

$$\begin{cases} M_{3-3} = \frac{26,17(3 \cdot 0,89 - 3,9 + 2,7)^3}{18 \cdot 0,89} - \frac{18,98 \cdot 2,7^2}{2} - \frac{5,87(2,7-0)^2}{2} - \frac{2,7^3(11,34-18,98)}{6(3,9-1)} = -77,02 \\ Q_{3-3} = \frac{26,17(3 \cdot 0,89 - 3,9 + 2,7)^2}{6 \cdot 0,89} - 18,98 \cdot 2,7 - 5,87(2,7-0) - \frac{2,7^2(11,34-18,98)}{2(3,9-1)} = -47,23 \end{cases}$$

3.6 Определение параметров арматуры

3.6.1 Определение параметров арматуры первого варианта

Определим требуемое сечение арматуры по формуле:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\varepsilon \cdot h_{o,i} \cdot R_s} \quad (3.6.1)$$

где, M_i – момент;

ε – коэффициент, принимаемый для подпорных стен 1;

$h_{o,i}$ – толщина сечение, за исключением защитного слоя бетона;

R_s – расчетное сопротивление арматуры.

Определенное требуемое сечение арматуры представлено в таблице 3.6.1

Таблица 3.6.1 – Требуемое сечение арматуры

Наименование сечение	ε	h_{oi}	R_s	M_i	A_{si}
1-1	1	0,55	365000	51,24	0,00026
2-2	1	0,34	365000	4,69	0,000037
3-3	1	0,39	365000	122,54	0,00086

Данные площади сечений показывают, сколько арматуры необходимо на один погонный метр. Переведем полученные площади сечений в см^2 . Они равны $2,6 \text{ см}^2$, $0,37 \text{ см}^2$ и $8,6 \text{ см}^2$ соответственно. Так как расчет подпорной стены ведется для одного метра погонного, а армирование производится через каждые 20 см, следовательно, в погонном метре 5 арматур для каждого сечения. Отсюда следует вывод, что площадь одной арматуры составляет $0,52 \text{ см}^2$, $0,074 \text{ см}^2$ и $1,72 \text{ см}^2$. Далее по сортаменту арматуры подберем требуемые стержни. Стержни для первого и второго сечения, в связи с их маленькой площадью, конструктивно выбираются 10 мм, а для третьего сечения, диаметр стержня составит 16 мм. Полученные данные занесем в таблицу 3.6.2

Таблица 3.6.2 – Подобранные диаметры арматуры

Наименование сечение	Подобранный диаметр стержня, мм	Требуемая площадь стержня, см^2	Расчетная площадь сечения см^2
1-1	10	0,52	0,789
2-2	10	0,074	0,789
3-3	16	1,72	2,011

3.6.2 Определение параметров арматуры второго варианта

Определенные требуемые сечения арматуры представлены в таблице 3.6.4.

Таблица 3.6.4 – Требуемое сечение арматуры

Наименование сечения	ε	h_{oi}	R_s	M_i	A_{si}
1-1	1	0,55	365000	31,58	0,00016
2-2	1	0,35	365000	2,49	0,000037
3-3	1	0,36	365000	77,02	0,00059

Данные площади сечений показывают, сколько арматуры необходимо на один погонный метр. Переведем полученные площади сечений в см^2 . Они равны $1,6 \text{ см}^2$, $0,37 \text{ см}^2$ и $5,9 \text{ см}^2$ соответственно. Так как расчет подпорной стены ведется для одного метра погонного, а армирование производится через каждые 20 см, следовательно, в погонном метре 5 арматур для каждого сечения. Отсюда следует вывод, что площадь одной арматуры составляет $0,32 \text{ см}^2$, $0,074 \text{ см}^2$ и $1,18 \text{ см}^2$. Далее по сортаменту арматуры подберем требуемые стержни. Стержни для первого и второго сечения, в связи с их маленькой площадью, конструктивно выбираются 10 мм, а для третьего сечения, диаметр стержня составит 14 мм. Полученные данные занесем в таблицу 3.6.5

Таблица 3.6.5 – Подобранные диаметры арматуры

Наименование сечения	Подобранный диаметр стержня, мм	Требуемая площадь стержня, см^2	Расчетная площадь сечения см^2
1-1	10	0,32	0,789
2-2	10	0,074	0,789
3-3	14	1,18	1,539

3.7 Определение прогиба верха стены

3.7.1 Определение прогиба верха стены первого варианта

Для определения прогиба стены при ее изгибе, жесткость железобетонного элемента определяют с учетом пластических свойств бетона и появлений трещин в растянутой зоне элемента по формуле:

$$B = \theta E_b I_h \quad (3.7.1)$$

где, θ – коэффициент принимаемый по таблице 3.7.1;

E_b – начальный модуль упругости на сжатие;

I_h – момент инерции нижнего сечения стены;

Таблица 3.7.1 – Значение коэффициента θ

Действие нагрузки	Значение коэффициента
При длительном действии нагрузки	0,35
При кратковременном действии нагрузки	0,5

Далее следует определить горизонтальные перемещения верха стены. Данный параметр, в ситуации, когда присутствует равномерно распределенная нагрузка на призме обрушения определяется по формуле:

$$\Delta = (4P_{\gamma} + 15P_q)h_0^4/120B \quad (3.7.2)$$

где, P_{γ} и P_q – интенсивность горизонтального давления грунта;
 B – жесткость железобетонного элемента.

Для начала посчитаем жесткость железобетонного элемента, но перед этим следует посчитать момент инерции по формуле:

$$I_h = \frac{bh^3}{12} \quad (3.7.3)$$

$$I_h = \frac{100 \cdot 60^3}{12} = 18 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см}^3$$

Большие подпорные стенки чаще всего устраивают из бетона марки М250, которому соответствует класс В20. Исходя из рисунка 9, начальный модуль упругости на сжатия бетона равен $24 \cdot 10^{-3}$ МПа или 245 кгс/см^2

БЕТОН	Класс (марка) бетона										
	B10 (M150)	B15 (M200)	B20 (M250)	B25 (M350)	B30 (M400)	B35 (M450)	B40 (M550)	B45 (M600)	B50 (M700)	B55 (M700)	B60 (M800)
Расчетное сопротивление сжатию осевое, R_b , МПа (кгс/см ²)	6,0 (61,2)	8,5 (86,6)	11,5 (117)	14,5 (148)	17,5 (173)	19,5 (199)	22,5 (224)	25,0 (255)	27,5 (280)	30,0 (306)	33,0 (336)
Расчетное сопротивление растяжению осевое, R_{bt} , МПа (кгс/см ²)	0,56 (5,7)	0,75 (7,6)	0,90 (9,2)	1,05 (10,7)	1,15 (11,7)	1,30 (13,3)	1,40 (14,3)	1,50 (15,3)	1,60 (16,3)	1,70 (17,3)	1,80 (18,3)
Начальный модуль упругости $E_b \cdot 10^{-4}$, МПа (кгс/см ²)	19,0 (194)	24,0 (245)	27,5 (280)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	36,0 (367)	37,0 (377)	38,0 (387)	39,0 (398)	39,5 (403)

Рисунок 9 – Характеристики бетона

Жесткость железобетонного элемента равна:

$$B = 0,5 \cdot 18 \cdot 10^5 \cdot 245 = 2205 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^3$$

Определим горизонтальное перемещение верха стены:

$$\Delta = \frac{(4 \cdot 5540 + 15 \cdot 1000)45^4}{120 \cdot 2205 \cdot 10^6} = 0,58 \text{ см}$$

3.7.2 Определение прогиба верха стены второго варианта

Для начала посчитаем жесткость железобетонного элемента, но перед этим следует посчитать момент инерции по формуле:

$$I_h = \frac{bh^3}{12} \quad (3.7.3)$$

$$I_h = \frac{100 \cdot 60^3}{12} = 18 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см}^3$$

Большие подпорные стенки чаще всего устраивают из бетона марки М250, которому соответствует класс В20. Исходя из рисунка 9, начальный модуль упругости на сжатия бетона равен $24 \cdot 10^{-3}$ МПа или 245 кгс/см^2 . Жесткость железобетонного элемента равна:

$$B = 0,5 \cdot 18 \cdot 10^5 \cdot 245 = 2205 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^3$$

Определим горизонтальное перемещение верха стены:

$$\Delta = \frac{(4 \cdot 5540 + 15 \cdot 1000) 45^4}{120 \cdot 2205 \cdot 10^6} = 0,58 \text{ см}$$

Вывод: Прогиб верха подпорной стены составляет 0,58 см

4 Возведение подпорной стены

4.1 Подготовительные работы

В перечень работ входит:

- геодезическая разбивка участка местности
- завершить работы по устройству кювет (траншеи) под конструкцией монолитной подпорной стенки с оформлением соответствующего акта;
- места работы по устройству монолитного железобетона подпорной стены должны быть освобождены от неиспользованного оборудования, приборов, строительных материалов;
- подготовить основу, на которой будут проводиться работы, очистить от мусора, льда, снега (зимой);
- провести проверку, подготовку и подачу к месту выполнения работ необходимого монтажного инструмента;
- укрытие бетонной подготовки утеплителем (в зимнее время);
- подготовка укрывного материала (п/э плёнка, утеплитель – в зимнее время).

4.2 Основные группы работ

В Арматурные работы входит:

- подготовка арматурных стержней необходимой длины;
- транспортировка в зону укладки арматурных изделий, хомутов, закладных деталей, отверстий, ПВХ-труб;
- установка рабочей платформы в шахте шахты лифта (начиная со второго яруса);

- монтаж отдельных вертикальных арматурных стержней с вязкими проволочными соединениями;
- монтаж горизонтальных индивидуальных арматурных стержней с вязкими проволочными соединениями;
- установка закладных деталей, дверных и дверных открывалок под рабочую платформу;
- установка защелок защитного слоя.

Далее место производства очищается и начинаются опалубочные работы.

В них входит:

- маркировка основания под панелями опалубки, под наклоном;
- обработка опалубочных пластин анти-липкой смазкой;
- транспортировка опалубки к месту установки;
- укладка опалубочных досок с их фиксацией в конструкционном положении;
- сопоставление настенных ограждений с их совершенствованием в дизайнерском положении;
- леса для людей в верхней части опалубки.
- укрывают армированную часть подпорной стенки укрывным материалом (брезентом, занавеской для кровати, пластиковой пленкой), чтобы не допустить попадания снега в конструкцию (в зимнее время).

После очистки места производства, начинаются бетонные работы. В них входят:

- прием бетонной смеси в бункере;
- приведение бетонной смеси в бетонную зону;
- укладка бетонной смеси с уплотнением с глубоким вибратором;
- выравнивание бетонной смеси на маркерах;
- заливка бетонной смеси;
- очистка резервуаров, инструментов, оборудования из бетона.
- установка температурных скважин (зимой).

После выполнения бетонных работ, следует период ухода за бетонными работами. В них входят:

- укрытие открытых неопалубленных поверхностей подпорной стены п/э плёнкой, брезентовыми полами;
- укрытие поверх п/э плёнки утеплителем (в зимнее время)
- полив бетона водой;
- замеры температуры в бетоне (в зимнее время).

Далее производится снятие опалубки.

5 Техника безопасности

- Разборка почвы в углублениях должна проводиться слоями, не допускается, чтобы эти работы "подорвались", образуя "верхушки".

- Когда вы копаете ямы вручную, работники ямы должны быть оснащены спасательным ремнем с защитными канатами. По крайней мере, два рабочих

должны быть на поверхности, готовые немедленно помочь им в случае опасности.

- Во время работы руководитель или бригадир обязаны постоянно вести наблюдение за состоянием откосов котлованов, принимая в необходимых случаях меры для предотвращения самопроизвольных обвалов.

- При использовании машины для перемещения Земли для раскопок работникам не разрешается выполнять или выполнять какие-либо работы в рабочей зоне экскаватора на расстоянии менее 10 м от места работы его ведра. Ложку необходимо очистить от адгезивной почвы только тогда, когда ведро опустится.

- Запрещается, чтобы люди находились между экскаваторами и транспортными средствами.

- Демонтаж настенных отвердителей на котлованах фундамента и траншеях должен проводиться в направлении снизу вверх, когда траншея заполнена или котлован раскопан.

- На почвах естественной влажности допускается одновременное снятие крепежа высотой не более 0,5 м (три доски), а на почвах с высокой влажностью и рыхлой почвой - не более 0,2 м (одна доска). При удалении досок прокладки должны быть правильно изменены по мере того, как устанавливаются новые. В случаях, когда разборка затвора может привести к деформации конструкций, крепеж должен быть частично или полностью оставлен в земле.

- Зимой развитие почвы, за исключением сухой песчаной почвы, может осуществляться перпендикулярными стенками без отвердителя на всю глубину промерзания. При работе под Морозом необходимо провести застезку.

- Разработку сухих песчаных грунтов независимо от их промерзания следует вести с откосами или с устройством креплений.

- Ямы и траншеи, развитие которых началось в условиях застывшего грунта, и без отвердителя, и с пробками, должны быть ослаблены или дополнительно усилены, если работа продолжится в условиях положительной температуры.

- При механическом освобождении замороженной земли (колышек молотка, молотка) работник должен находиться в радиусе не менее 20 м от места рыхления.

- Если необходимо выполнить электрическое отопление замороженной почвы, рабочие не могут оставаться в зонах с подогревом под напряжением. При этом допустимо приближаться к расстоянию в 3 м от контура отапливаемой части, которая должна быть огорожена, установлены предупреждающие знаки и сигналы, а при затемнении - световые сигналы.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В ходе выполнения выпускной квалификационной работы были выполнены следующие задачи:

- посчитано давление грунта;
- произведен расчет устойчивости подпорной стены против сдвига;
- произведен расчет прочности грунтового основания;
- произведен расчет основания на деформации;
- определены усилия в элементах конструкции;
- определены параметры арматуры;
- определен прогиб стены;
- посчитаны расходы материалов.

В связи с выполнением данных задач была раскрыта тема проекта подпорной стены консольного типа. Основываясь на полученных данных, можно отметить, что строительство подпорной стены, в поставленном месте, вполне возможно и целесообразно.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Проектирование подпорных стен и стен подвалов/Центр. н.-и. и проект, ин-т пром. зданий и сооружений.— М.: Стройиздат, 1990.— 104 с.: ил.— (Справ, пособие к СНиП)
- 2 СП 381.1325800.2018 Сооружения подпорные. Правила проектирования.- Введ. 24.01.2019. – Москва: Стандартинформ, 2019.- 103 с.
- 3 Стандарт организации. Система менеджмента качества общие требования к построению, изложению и оформлению документов учебной деятельности СТО 4.2–07–2014
- 4 СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. – Введ. 01.01.2013. – Москва, 2013. – 113 с.
- 5 СП 34.13330.2012 Автомобильные дороги. Актуализированная редакция СНиП 2.05.02-85*. – Введ. 01.07.2013. – Москва : Госстрой России, 2013. – 168 с.
- 6 Климат Красноярска [Электронный ресурс] : Свободная энциклопедия "Википедия". – Режим доступа: https://ru.wikipedia.org/wiki/Климат_Красноярска
- 7 СП 42.13330.2016 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89*. – Введ. 01.07.2017. – Москва, 2016. – 98 с.
- 8 Армирование подпорных стен [Электронный ресурс] : Файловый архив студентов. – Режим доступа: <https://studfile.net/preview/5433581/>
- 9 СП 48.13330.2011«Организация строительства». Дата введения 2011-05-20
- 10 Основные виды подпорных стен [Электронный ресурс] : работы с фундаментами. – Режим доступа: <https://gidfundament.ru/rabota/podpornye-stenki-vidy-konstrukcii.html>
- 11 ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация
- 12 СП 47.13330.2016 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения» (актуализированная редакция СНиП 11-02-96), М., 2012.
- 13 СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» (актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*), М., 2010.
- 14 Типовая технологическая карта на устройство монолитной железобетонной подпорной стены [Электронный ресурс] : Основные виды работ. – Режим доступа: <https://dikipedia.ru/document/1723412>

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Ведомость результатов лабораторных определений физико-механических свойств грунтов по выделенным ИГЭ

Лабораторный номер	Номер выработки	Глубина отбора, м	Влажность, д.в.			Коэффициент пористости, д.в.	Плотность, г/см ³			Коэффициент пористости	Гравиметрический состав, %																											
			при расклевывании	на границе текучести	на границе расклевывания		чистого грунта	грунта при расклевывании	сухого грунта		Размер частиц, мм																											
1	2	3	W	WL	Wp	Ip	IL	I _p	Ip	ρ _с	ρ _р	ρ _д	ρ _с	ρ _р	ρ _д	ρ _с	ρ _р	ρ _д	ρ _с	ρ _р	ρ _д	ρ _с	ρ _р	ρ _д	ρ _с	ρ _р	ρ _д	ρ _с	ρ _р	ρ _д	ρ _с	ρ _р	ρ _д					
-	с-2	1.00	0.033	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
-	с-3	2.00	0.030	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
-	с-4	1.00	0.041	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	с-5	1.00	0.032	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	с-7	1.00	0.030	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	с-8	0.50	0.041	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	с-9	1.00	0.035	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	с-9a	0.50	0.050	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	с-7a	0.50	0.045	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
-	с-13a	0.50	0.046	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Нормативное значение			0.040	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Минимум			0.050	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Максимум			0.032	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Количество определений			10	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Среднеариф. отклонение			0.006	-	-	-	-	-	-	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Коэффициент вариации			0.145	-	-	-	-	-	-	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Лабораторный номер	Порядковый номер	Глубина отбора, м	Влажность, д.в.			Число пластинок	Локальная влажность	Коэффициент влажности, д.в.	Гравиметрический состав, %												Статус неадекватности	Классификация грунта (по ГОСТ 25103-2011)																		
			W	W ₁	W ₂				W ₃	W ₄	W ₅	W ₆	W ₇	W ₈	W ₉	W ₁₀	W ₁₁	W ₁₂	W ₁₃	W ₁₄			W ₁₅	W ₁₆	W ₁₇	W ₁₈	W ₁₉	W ₂₀	W ₂₁	W ₂₂	W ₂₃	W ₂₄	W ₂₅	W ₂₆	W ₂₇	W ₂₈	W ₂₉	W ₃₀		
1	2	3	гравитационная			7	8	9	Размер частиц, мм												30																			
			4	5	6				10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21			22	23	24	25	26	27	28	29	30									
-	Ш-1	0,50	0,051	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100,0	Галечниковый грунт неадекватный				
-	Ш-1	0,60	0,060	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	106,3	Галечниковый грунт неадекватный				
-	Ш-2	0,50	0,055	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	244,0	Галечниковый грунт неадекватный				
-	Ш-2	0,60	0,057	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	394,7	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-1	2,00	0,048	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	225,8	Гравийный грунт неадекватный				
-	с-3	4,00	0,042	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	75,0	Гравийный грунт неадекватный				
-	с-5	3,20	0,045	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	115,3	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-5	5,00	0,056	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	48,8	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-5	1,00	0,050	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20,4	Гравийный грунт неадекватный				
-	с-7	3,00	0,052	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	193,0	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-9	2,50	0,061	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	167,5	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-16	1,50	0,058	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	166,0	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-26	3,00	0,052	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	260,0	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-36	3,00	0,060	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	277,0	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-46	1,00	0,059	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	170,8	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-56	3,00	0,071	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	403,1	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-56	4,00	0,061	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	275,0	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-76	5,00	0,062	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	111,6	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-86	1,50	0,061	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	268,5	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-86	1,00	0,059	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	105,1	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-106	4,00	0,060	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	106,1	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-116	1,00	0,061	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	253,8	Гравийный грунт неадекватный				
-	с-126	3,00	0,062	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	192,1	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-136	6,00	0,065	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	264,6	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-146	3,00	0,061	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	106,1	Галечниковый грунт неадекватный				
-	с-156	2,00	0,070	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	426,0	Галечниковый грунт неадекватный				
Нормативное значение			0,058	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	210,5	-		
Минимум			0,071	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	426,0	-		
Максимум			0,050	-	-	-	2,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20,4	-	
Количество отбракованных			26	0	0	0	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	-
Коэффициент вариации			0,138	-	-	-	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Арматура												
											Масса 1 м, кг												
	Стержневая классов													Проволоочная классов									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	B-I	B-II	B-III	B-IV	
1																							
2																							
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	4,909	9,82	14,79	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,5	113,0	125,6	9,805	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

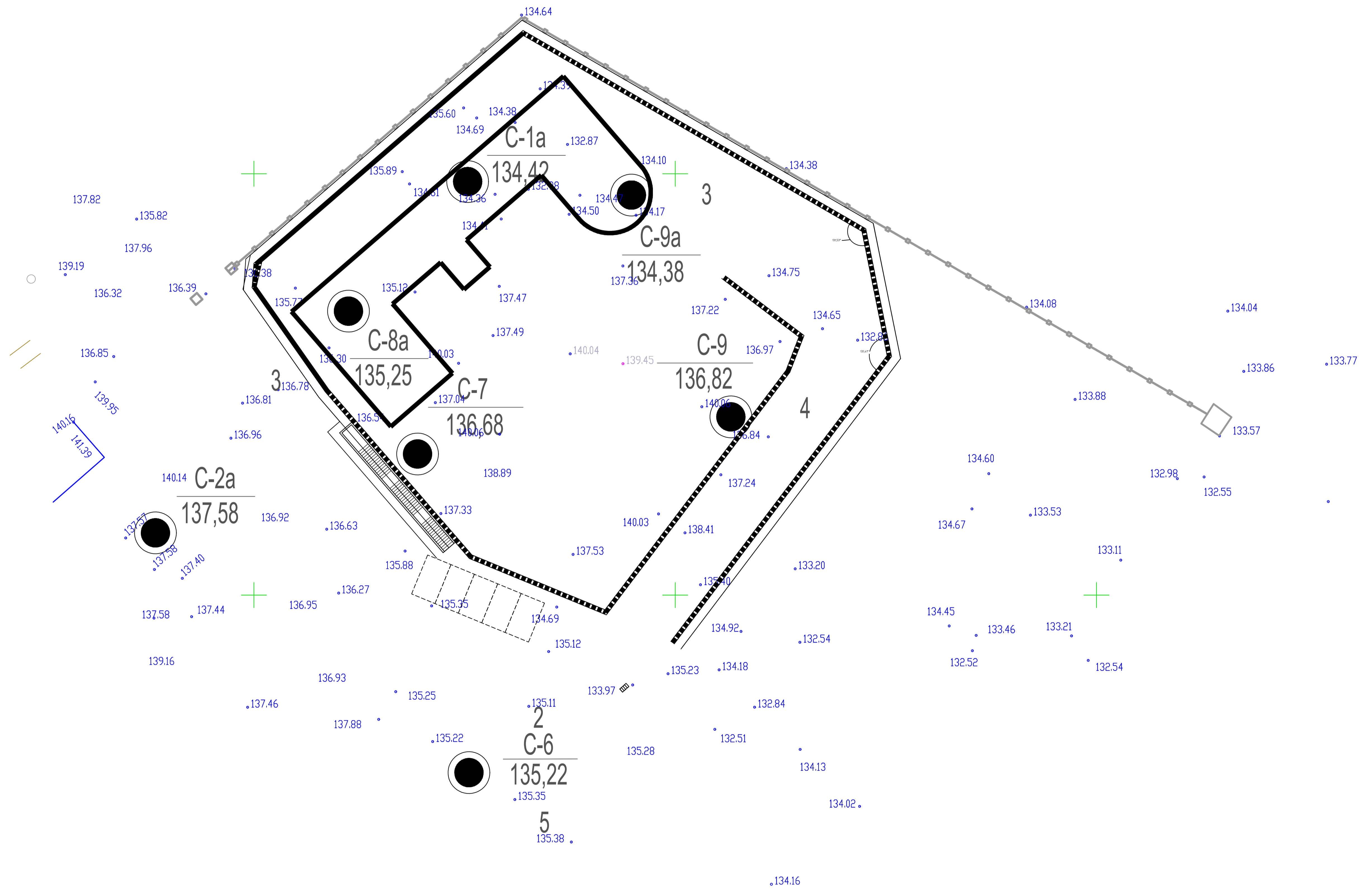
Примечание. Знаком «*» отмечены прокатываемые диаметры.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Значение коэффициентов несущей способности

Угол внутреннего трения грунта φ_1 , град	Коэффициент	Коэффициенты несущей способности N_γ , N_q и N_c , при угле наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ_1 , град, равном						
		0	5	10	15	20	25	30
18	N_γ	2,27	1,72	1,13	0,58	0,22	—	—
	N_q	5,42	4,72	3,92	3,01	1,61	—	—
	N_c	13,3	11,17	8,76	5,93	2,79	—	—
19	N_γ	2,57	1,95	1,3	0,7	0,29	—	—
	N_q	5,91	5,14	4,28	3,32	2,15	—	—
	N_c	14,07	11,85	9,39	6,6	3,72	—	—
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36	—	—
	N_q	6,4	5,56	4,64	3,64	2,69	—	—
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65	—	—
21	N_γ	3,48	2,64	1,81	1,06	0,5	0,12	—
	N_q	7,25	6,28	5,24	4,14	3,07	0,72	—
	N_c	16,02	13,53	10,87	8,01	5,26	1,12	—
22	N_γ	4,08	3,11	2,15	1,29	0,64	0,23	—
	N_q	8,11	7,01	5,84	4,64	3,45	1,44	—
	N_c	17,19	14,53	11,72	8,75	5,86	2,23	—
23	N_γ	4,67	3,57	2,5	1,53	0,77	0,35	—
	N_q	8,96	7,73	6,45	5,13	3,83	2,16	—
	N_c	18,37	15,53	12,56	9,5	6,47	3,35	—
24	N_γ	5,27	4,04	2,84	1,77	0,91	0,46	—
	N_q	9,81	8,45	7,05	5,63	4,2	2,88	—
	N_c	19,54	16,53	13,41	10,24	7,07	4,46	—
25	N_γ	5,87	4,5	3,18	2	1,05	0,58	—
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,6	—
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	5,58	—
26	N_γ	7,17	5,49	3,89	2,49	1,37	0,72	0,19
	N_q	12,21	10,46	8,71	6,98	5,26	4,01	0,99
	N_c	22,61	19,09	15,54	12,04	8,55	6,08	1,37
27	N_γ	8,48	6,47	4,59	2,98	1,68	0,86	0,38
	N_q	13,76	11,75	9,77	7,83	5,93	4,43	1,98
	N_c	24,49	20,65	16,83	13,09	9,43	6,58	2,74
28	N_γ	9,78	7,46	5,3	3,46	2	1,01	0,57
	N_q	15,3	13,05	10,82	8,67	6,61	4,84	2,97
	N_c	26,37	22,22	18,11	14,13	10,3	7,09	4,11
29	N_γ	11,09	8,44	6	3,95	2,31	1,15	0,76
	N_q	16,85	14,34	11,88	9,52	7,28	5,26	3,96
	N_c	28,26	23,78	19,4	15,18	11,18	7,59	5,48
30	N_γ	12,39	9,43	6,71	4,44	2,63	1,3	0,95
	N_q	18,4	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	4,95
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85

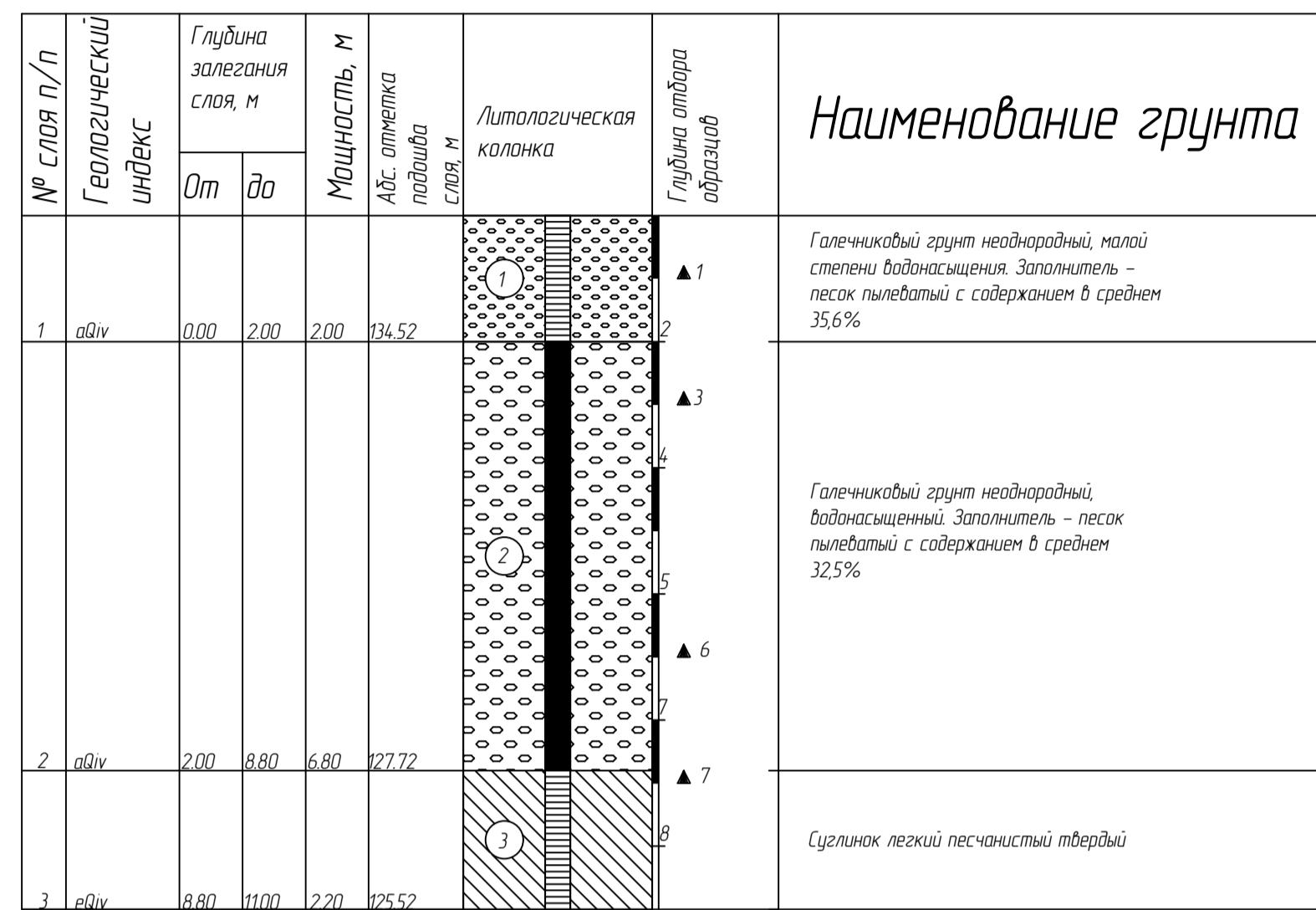
Примечания: 1 При промежуточных значениях φ_1 и δ_1 коэффициенты N_γ , N_q и N_c допускается определять по интерполяции.
2 Значения N_γ , N_q и N_c при $\varphi_1 > 30^\circ$ принимаются как для $\varphi_1 = 30^\circ$.



						ВКР-08.03.01.15-2020			
						ФГАОУ ВУ "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Имя	Коллектив	Авт.	Исполн.	Подпись	Дата	Проект подпорной стены канального типа	Стадия	Лист	Листов
Разработ	Мильков Р.П.	Корова С.Л.	Ильинский В.А.				У	1	5
Руковод	Ильинский В.А.								
						План местности М 1:250			
						АДИГС			
						Зад. кафедрой			
						Ершовский В.В.			

Инженерно-геологическая колонка

Масштаб 1:100

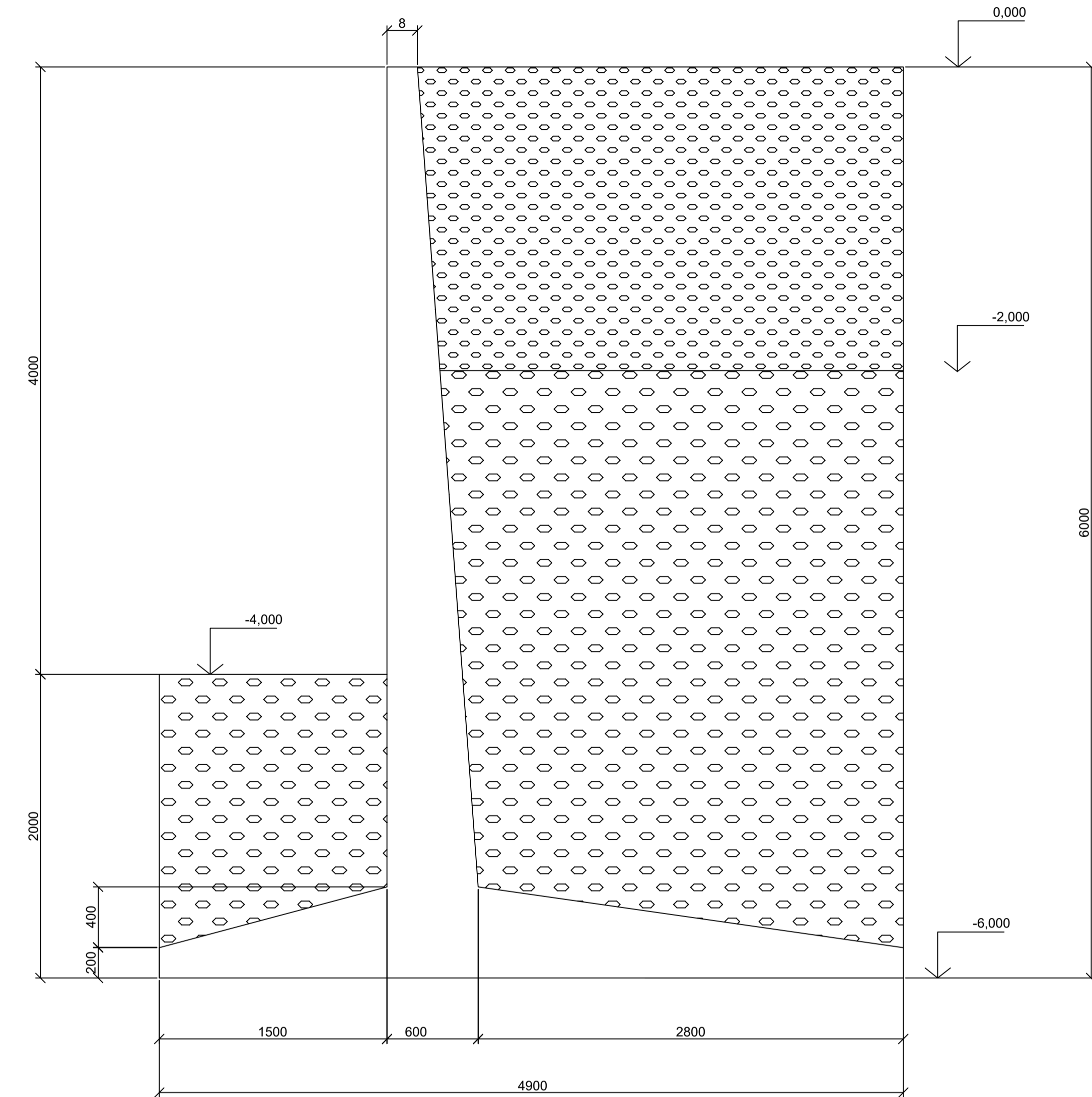


Физико-механические свойства грунта

№	Наименование грунта	h, м	Нормативные показатели грунта					Расчетные показатели грунта					
			γ_n	φ	C	ρ	W	γ_1	φ_1	C_1	γ_{11}	φ_{11}	C_{11}
1	Галечниковый грунт неоднородный, малой степени водонасыщения. Заполнитель – песок пылеватый с содержанием в среднем 35,6%	2	18	37	0	195	0,058	189	40,7	0	18	37	0
2	Галечниковый грунт неоднородный, водонасыщенный. Заполнитель – песок пылеватый с содержанием в среднем 32,5%	6,8	18	34	0	197	0,205	189	37,4	0	18	34	0
3	Суглинок легкий песчаный твердый	2,2	18	25	0,026	197	0,193	189	27,5	0,017	18	25	0,026

Общий вид подпорной стены в грунте

Масштаб 1:25



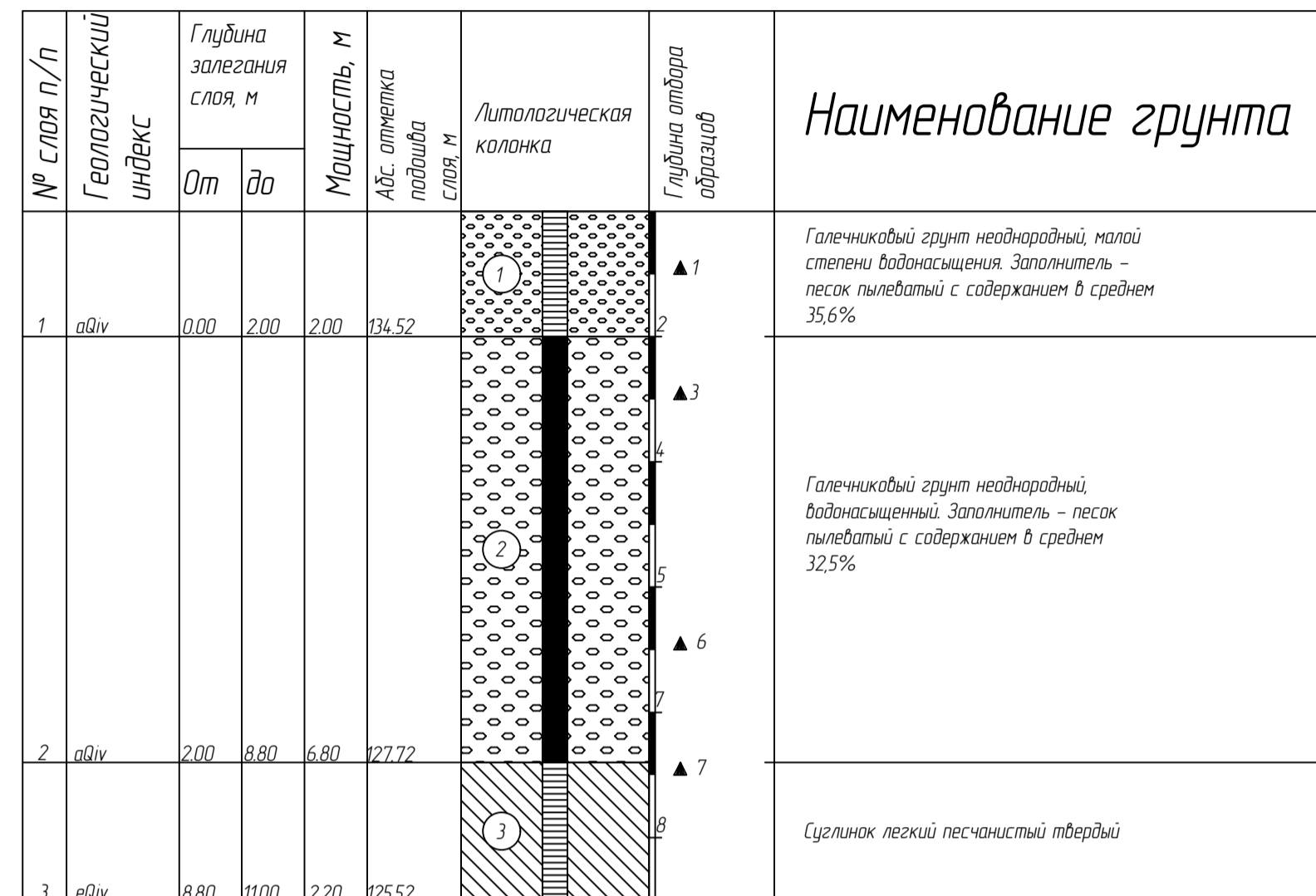
Объемы материалов на 1 м

№	Материалы	Объемы
1	Бетон класс В20	4,3 м ³
2	Гидроизоляционная пленка	4,9 м ²
3	Бетонная подготовка В7,5 100 мм	0,49 м ³
4	Песок средний 200 мм	0,98 м ³

ВКР-08.03.01.15-2020					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"					
Инженерно-строительный институт					
Им.	Колуч.	Авт.	Испол.	Подпись	Дата
Руковод.	Мельников Р.П.				
Консультант	Корова С.Л.				
	Чижиков Е.А.				
Зад. кафедрой	Сердобинский В.В.				
Проект подпорной стены канального типа				Стадия	Лист
				У	2
Общий вид подпорной стены инженерно-геологическая колонка физико-механические свойства грунта первого варианта подпорной стены				Листов	5
АДИГС					

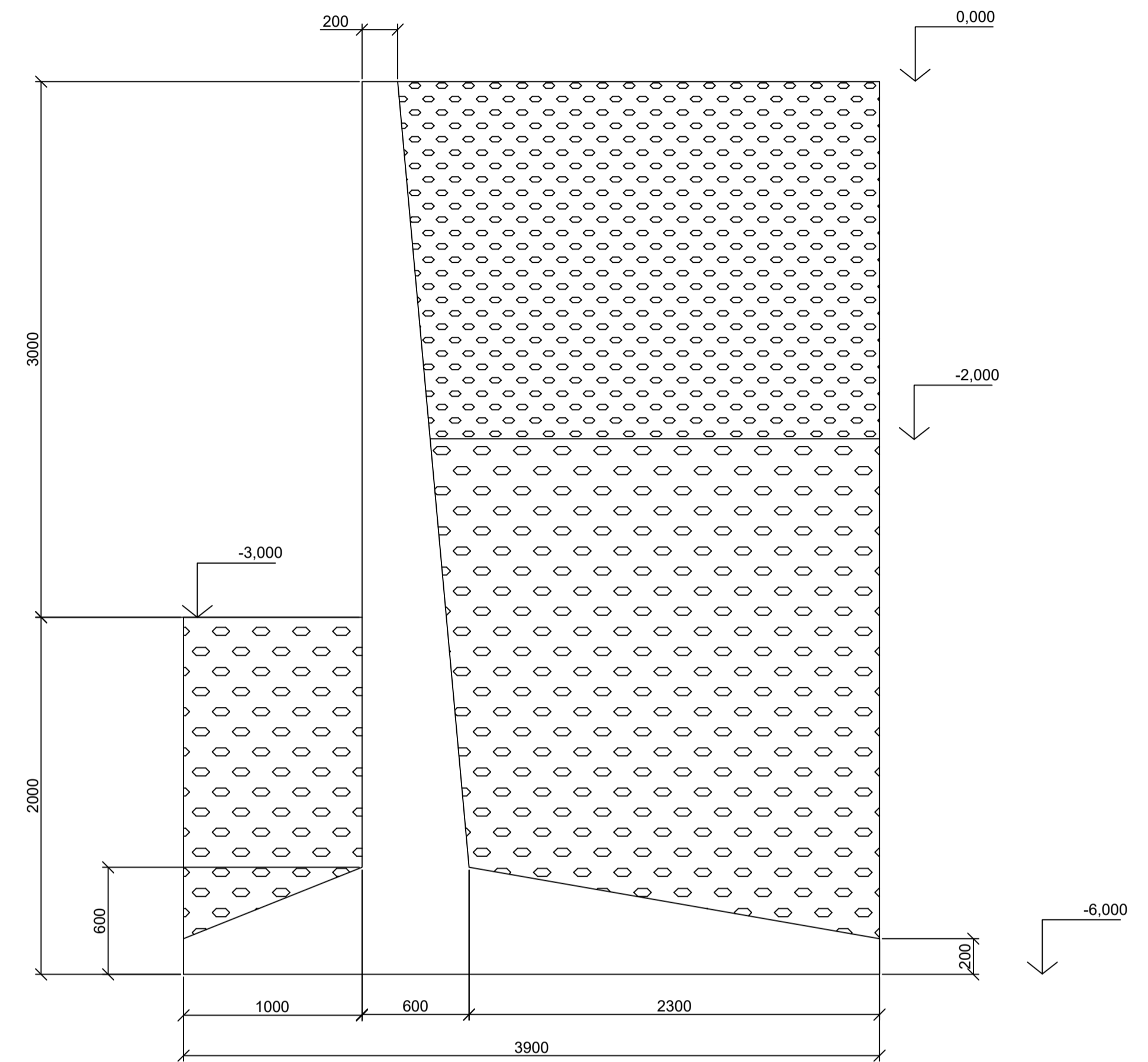
Инженерно-геологическая колонка

Масштаб 1:100



Общий вид подпорной стены в грунте

Масштаб 1:25



Физико-механические свойства грунта

№	Наименование грунта	h, м	Нормативные показатели грунта					Расчетные показатели грунта					
			u_n	φ	C	ρ	W	u_1	φ_1	C_1	u_{11}	φ_{11}	C_{11}
1	Галечниковый грунт неоднородный, малой степени водонасыщенный. Заполнитель – песок пылеватый с содержанием в среднем 35,6%	2	1,8	37	0	195	0,058	189	40,7	0	1,8	37	0
2	Галечниковый грунт неоднородный, водонасыщенный. Заполнитель – песок пылеватый с содержанием в среднем 32,5%	6,8	1,8	34	0	197	0,205	189	37,4	0	1,8	34	0
3	Суглинок легкий песчаный твердый	2,2	1,8	25	0,026	197	0,193	189	27,5	0,017	1,8	25	0,026

Объемы материалов на 1 м

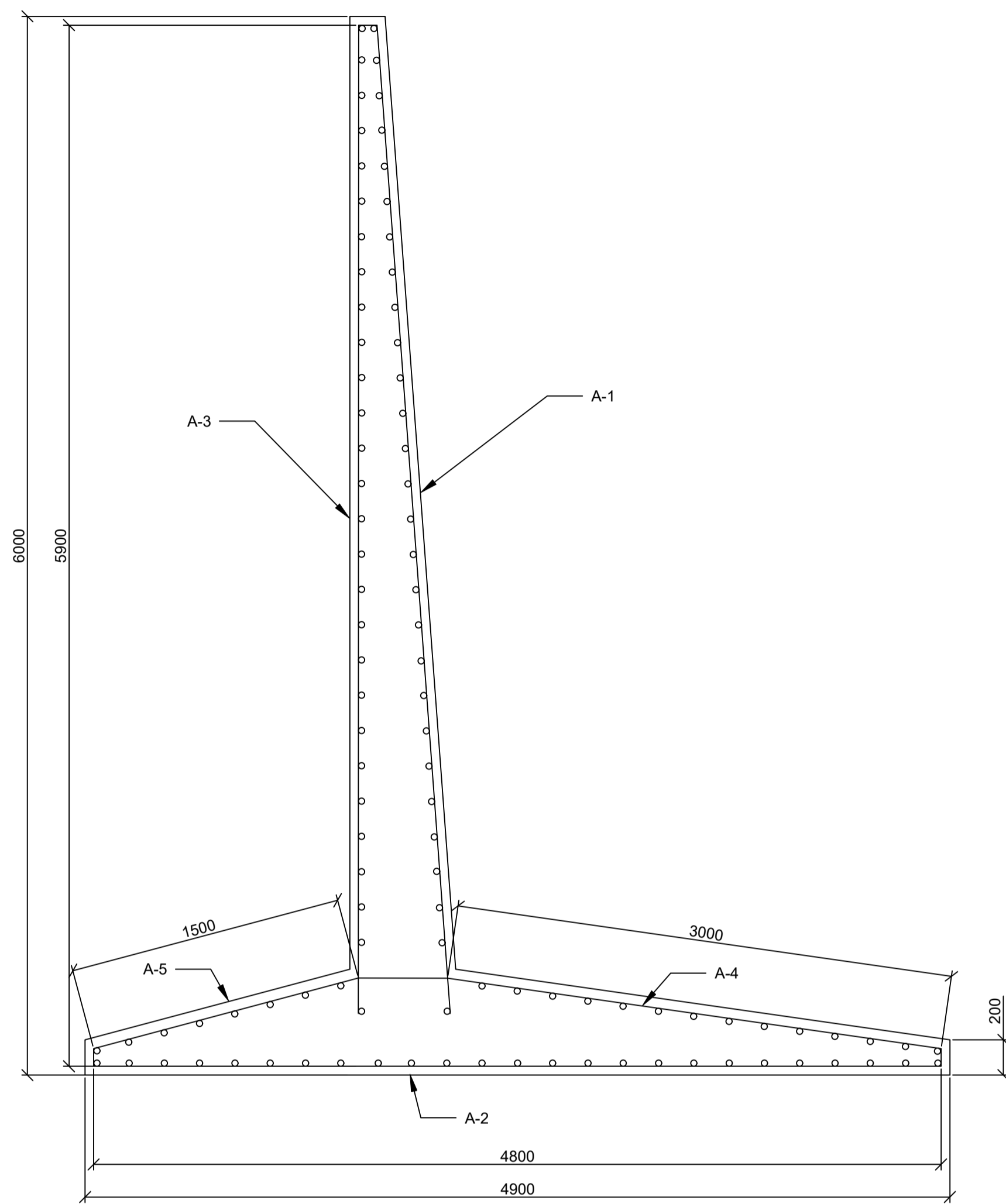
№	Материалы	Объемы
1	Бетон марки М250, класс В20	3,44 м ³
2	Гидроизоляционная пленка	3,9 м ²
3	Бетонная подготовка В7,5 100 мм	0,39 м ³
4	Песок средний 200 мм	0,78 м ³

VKP-08.03.01.15-2020					
ФГАОУ ОВ "Сибирский федеральный университет"					
Инженерно-строительный институт					
Изм.	Корч.	Лит.	МЗК	Подпись	Дата
Разработ	Мельников Р.О.	Степанов			
Руковод	Корова С.Л.				
Консультант	Чайкин Г.А.				
Проект подпорной стены канального типа				Стадия	Лист
				У	3
				Листов 5	
Общий вид подпорной стены инженерно-геологической колонки физико-механические свойства грунта второго варианта подпорной стены				АДИГС	
Заб.кафедры	Средотельский В.В.				

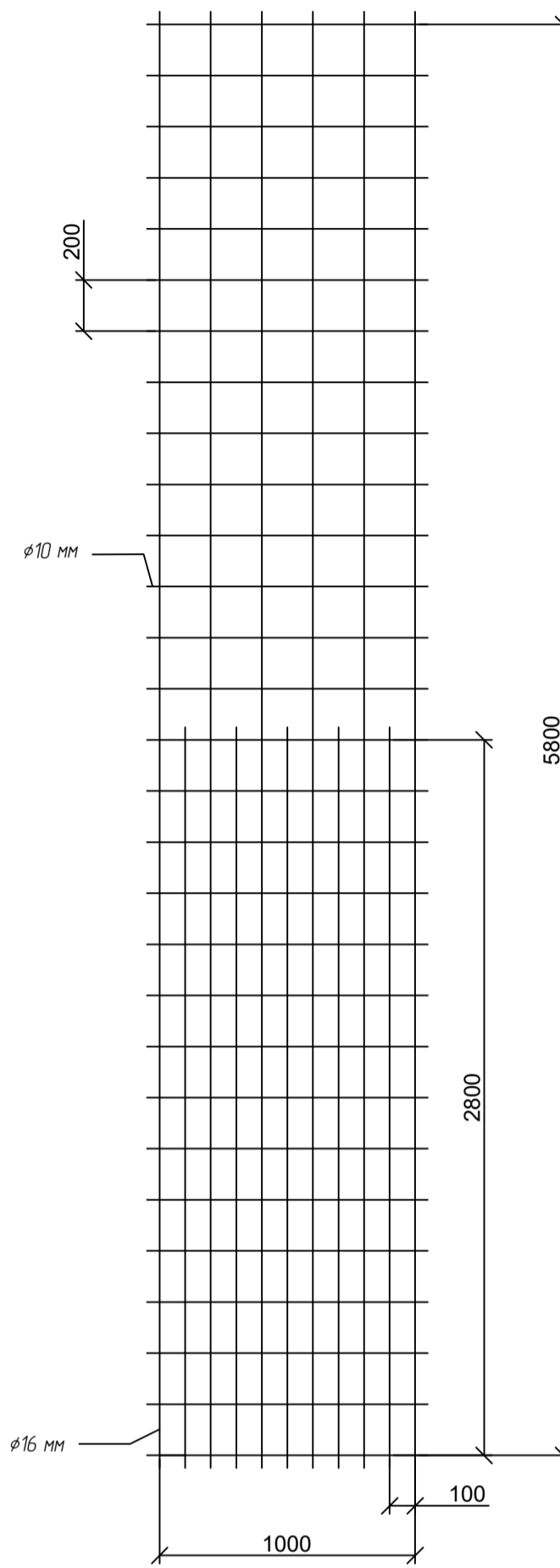
Схема армирования угловой подпорной стены

Масштаб 1:25

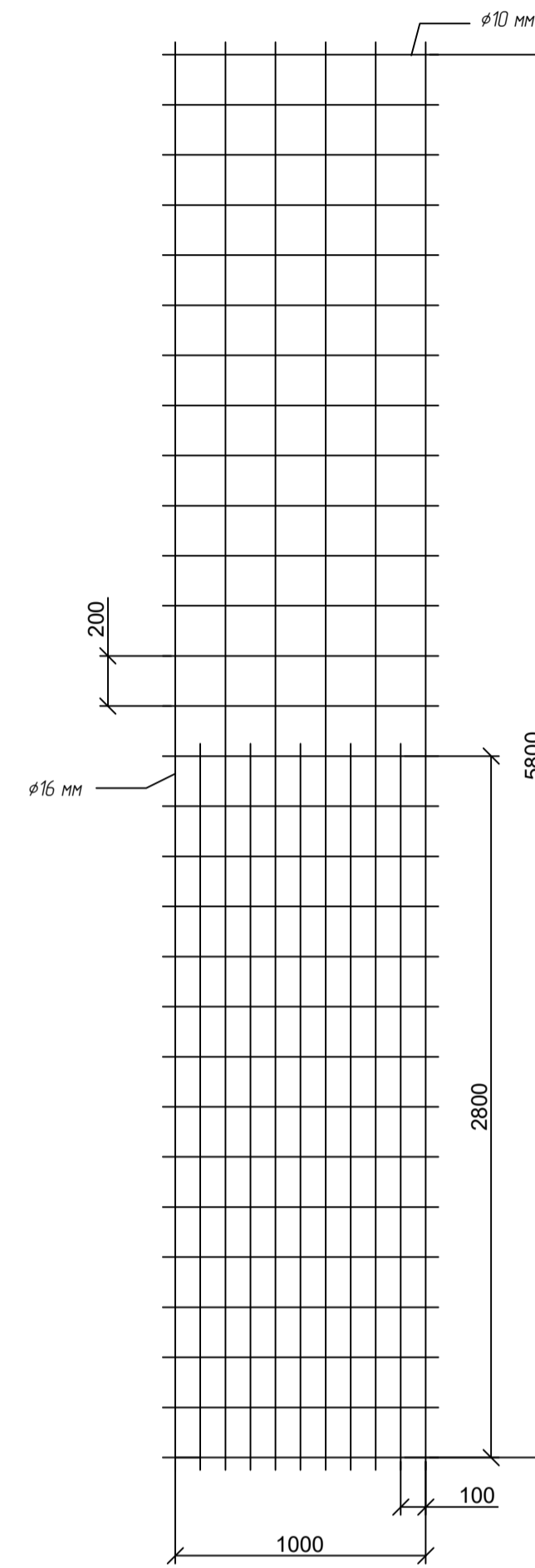
Спецификации изделий и материалов на 1 м подпорной стены



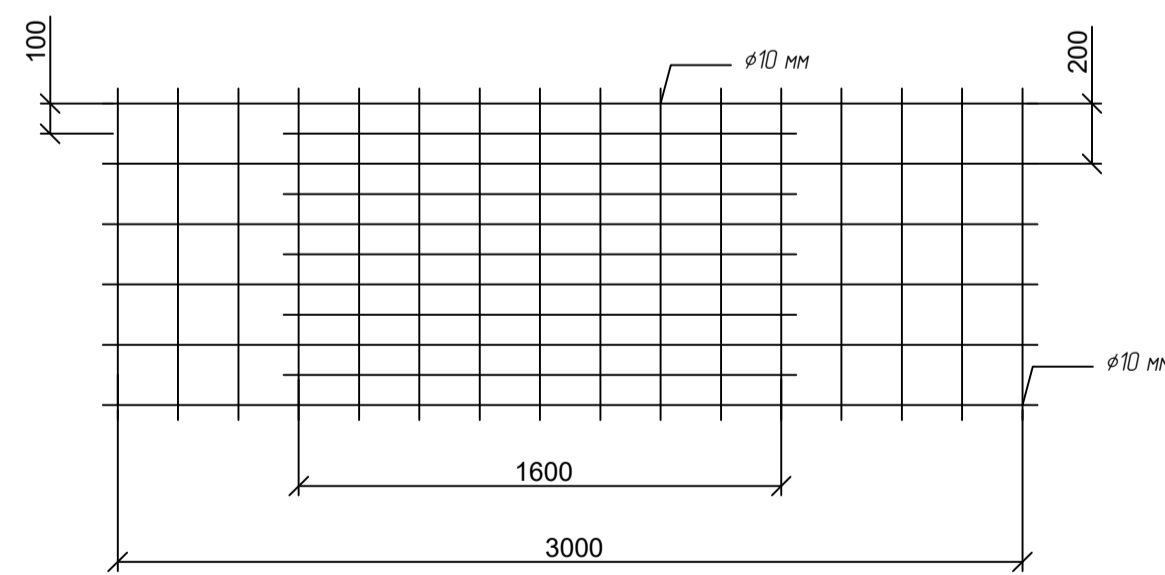
Сетка А-1



Сетка А-3



Сетка А-4



Сетка А-5

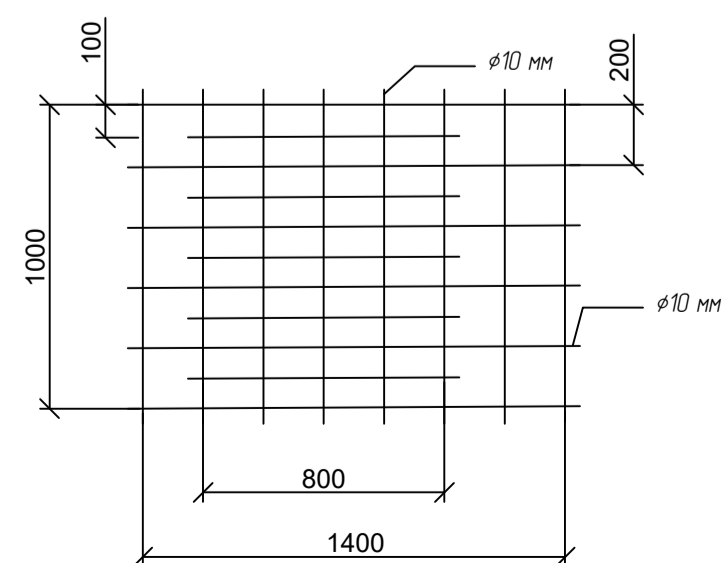
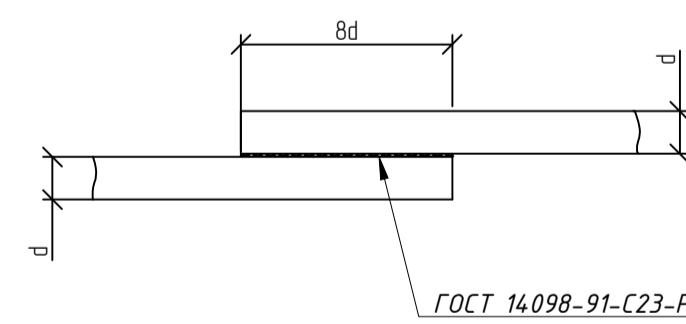
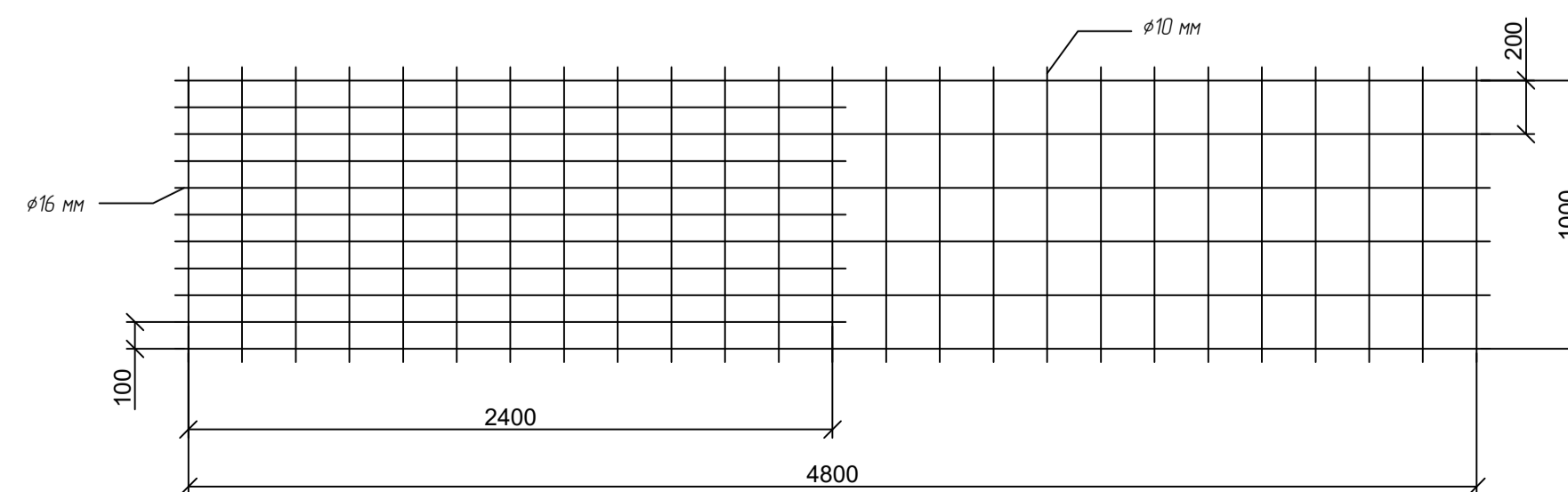


Схема стыковки стержней



Сетка А-2



Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса ед. кг	Примеч.
Сетка А-1			1	82,2	
1	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 16$ А400, l=5800 мм	6	9,17	55,02
2	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	30	0,617	18,51
3	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=2800 мм	5	1,73	8,65
Сетка А-2			1	40,6	
4	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=4800 мм	6	2,96	17,76
5	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400 l=1000 мм	25	0,617	15,43
6	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400 l=2400 мм	5	1,48	7,40
Сетка А-3			1	82,2	
7	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 16$ А400, l=5800 мм	6	9,17	55,02
8	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	30	0,617	18,51
9	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=2800 мм	5	1,73	8,65
Сетка А-4			1	25,9	
10	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=3000 мм	6	1,85	11,10
11	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	16	0,617	9,87
12	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1600 мм	5	0,99	4,95
Сетка А-5			1	12,5	
13	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1400 мм	6	0,86	5,16
14	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	8	0,617	4,94
15	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=800 мм	5	0,49	2,45
Материалы					
16	ГОСТ 26633-91	Бетон класса В20	4,3	-	м ³
17	ГОСТ 26633-91	Бетон класса В7,5	0,49	-	м ³
18	ГОСТ 8736-2014	Песок средний	0,98	-	м ³
19	ГОСТ 30547-97	Гидроизоляционная пленка	4,9	-	м ²

Ведомость расхода стали на 1 м

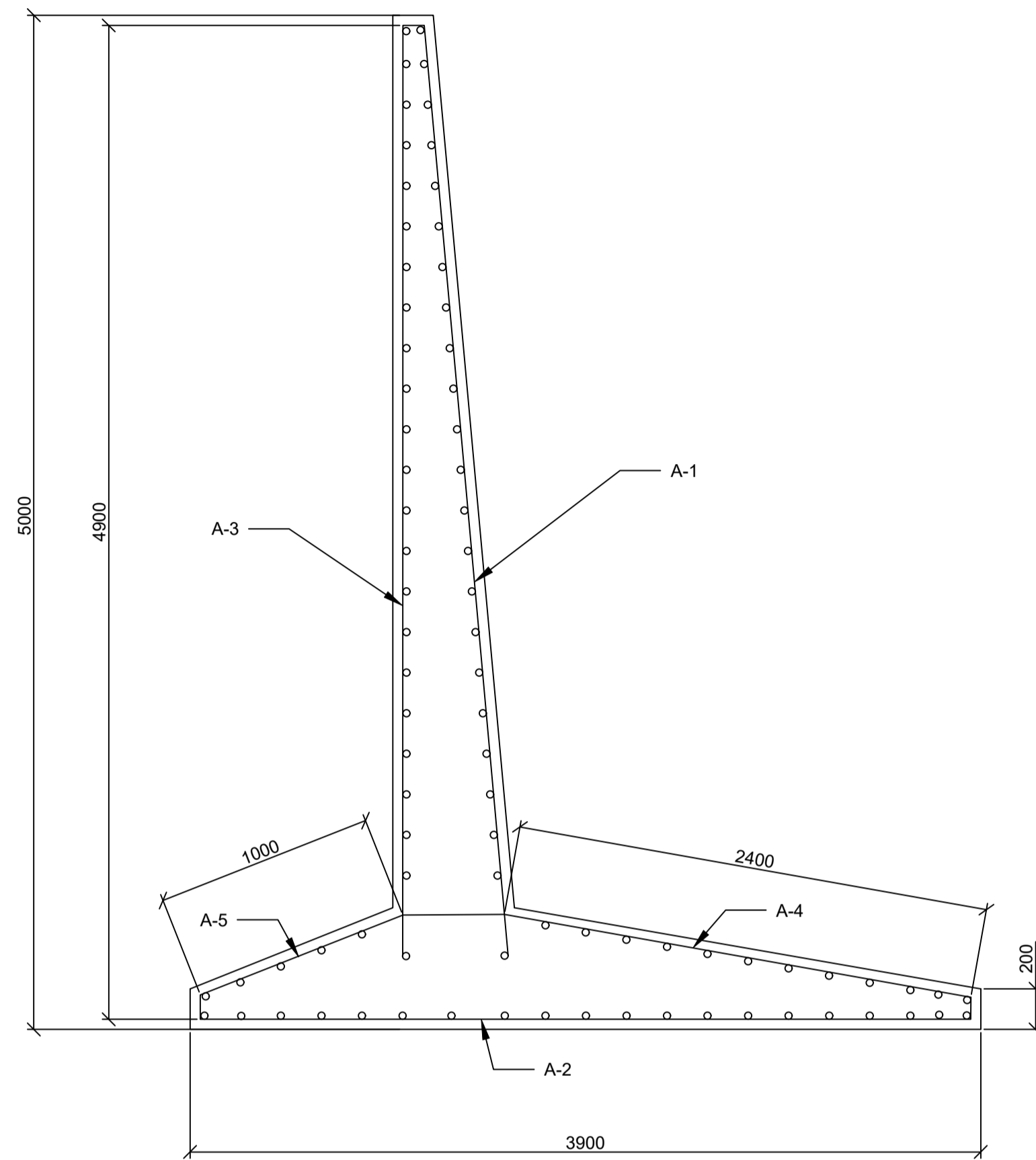
Марка элемента	Изделия арматурные			
	Арматура класса			Всего
	А400			
	ГОСТ 5781-82			
$\Phi 10$	$\Phi 16$	Итого		
1 м подпорной стены	133,32	110,04	243,36	243,36

- Примечания
 1 Сварку производить по ГОСТ 14.098-91. Тип электрода Э-50А по ГОСТ 9467-75
 2 В каждом сечении стыковать не более 50% стержней
 3 Продольные стержни стыковать сваркой по ГОСТ 14.098-91-С23-Рэ
 4 Допускается сгибать крайние стержни для обеспечения защитного слоя
 5 Соединение стержней сеток в местах пересечения производить дуговой сваркой прихватками в соответствии с ГОСТ 14.098-91-С3-Рэ
 6 Размеры на чертеже указаны в миллиметрах

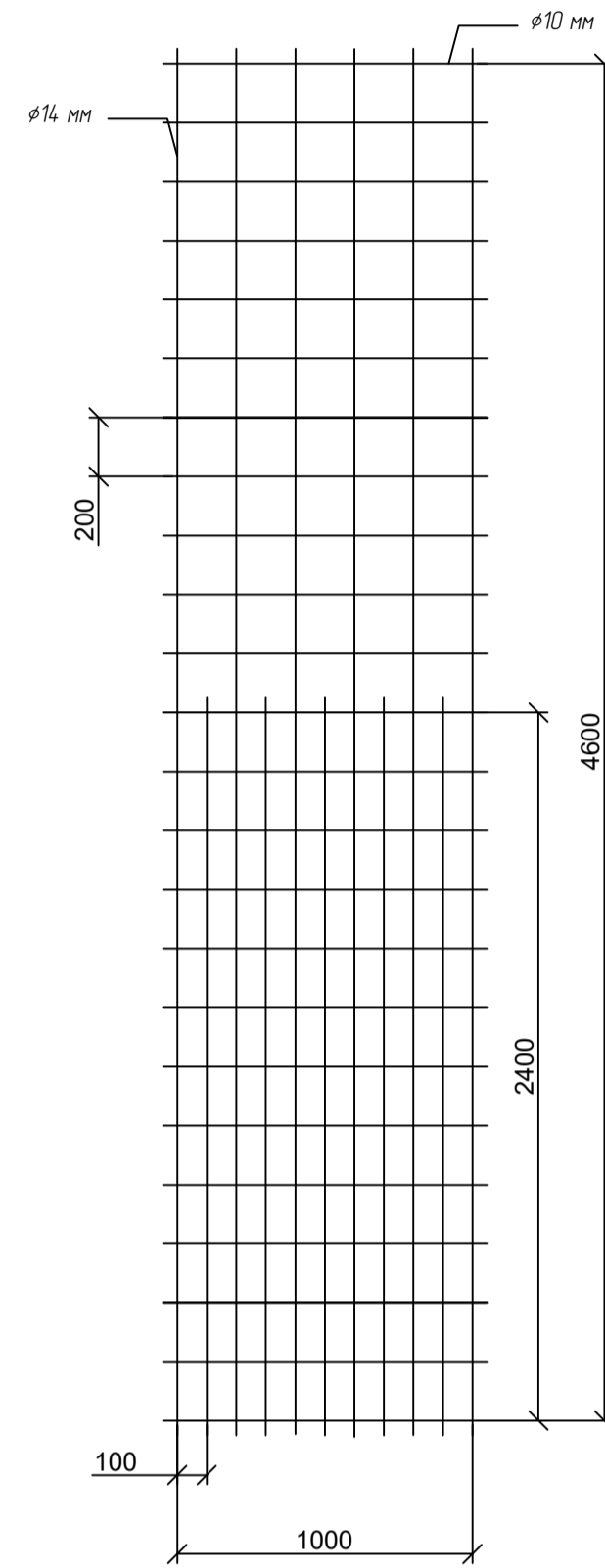
ВКР-08.03.01.15-2020					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"					
Инженерно-строительный институт					
Имя	Коллектив	Лист	Виза	Подпись	Дата
Руководитель	Мальков Р.П.	4	С.И.		
Конструктор	Корова С.Л.	4	С.Л.		
Зад. кафедрой	Малыкин Е.А.	4	Е.А.		
Проект подпорной стены канального типа					Студия
Схема армирования первого варианта подпорной стены					Лист
					Листов
					У 4 5
					АДИГС

Схема армирования угловой подпорной стены

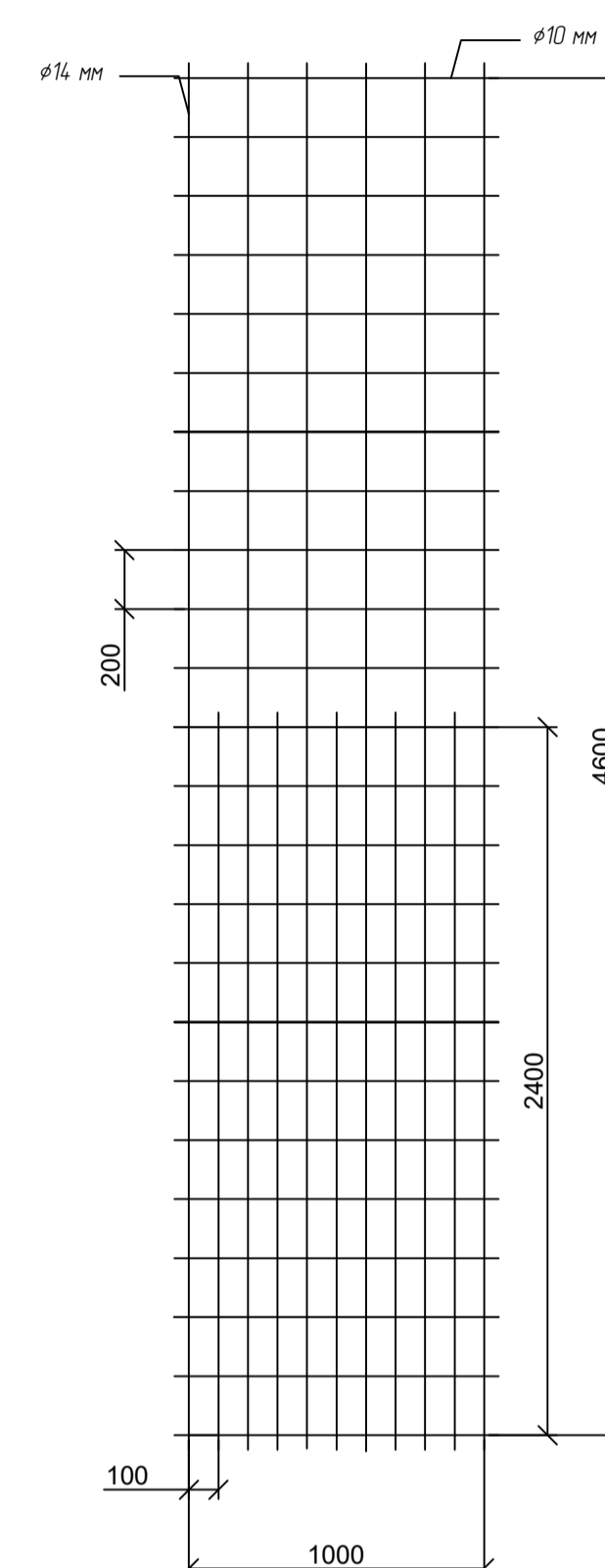
Масштаб 1:25



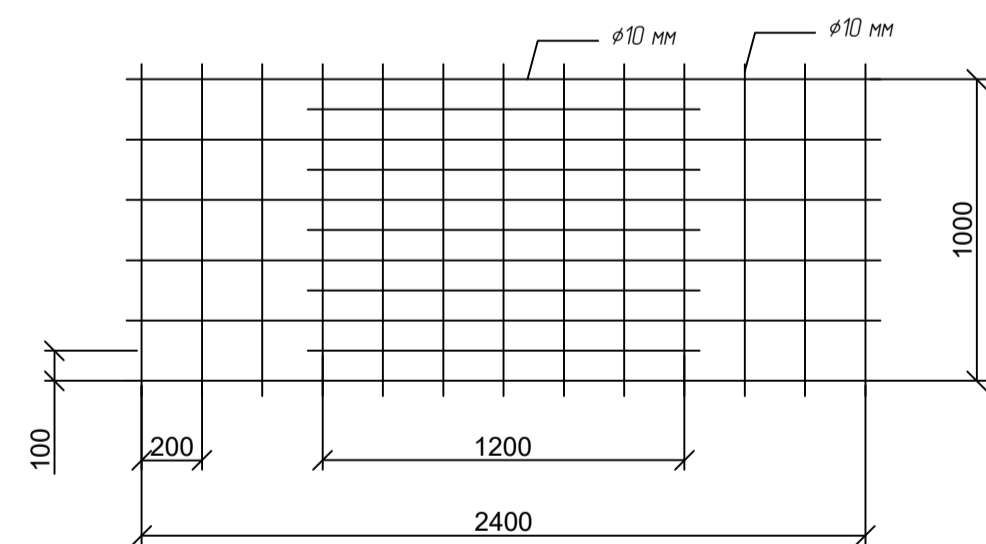
Сетка А-1



Сетка А-3



Сетка А-4



Сетка А-2

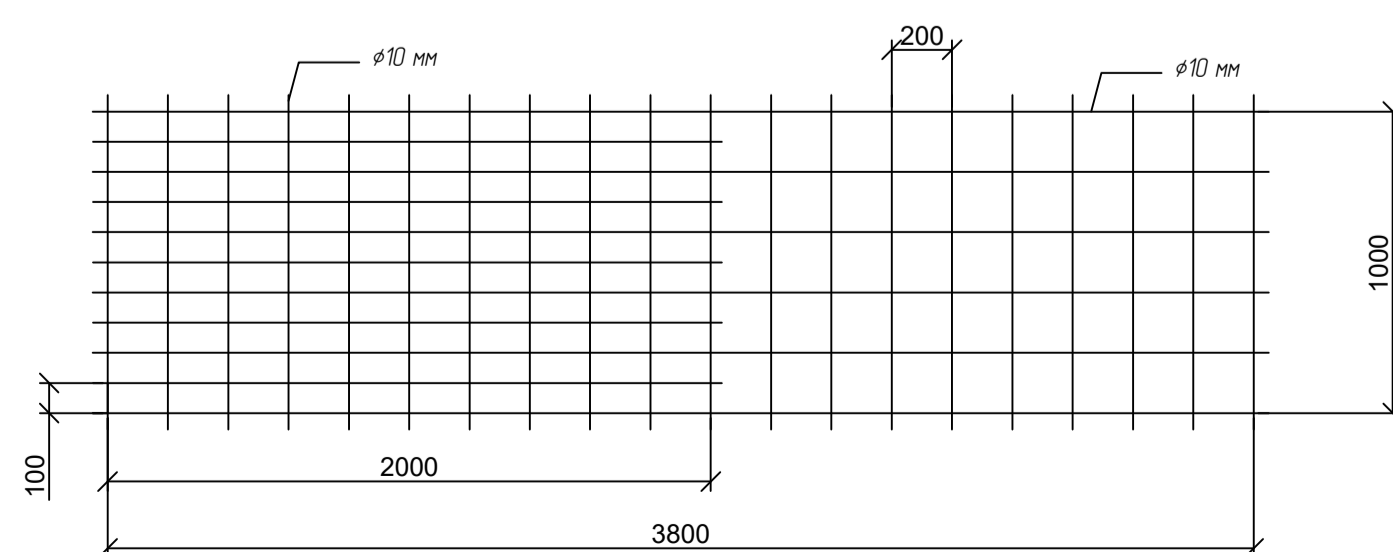
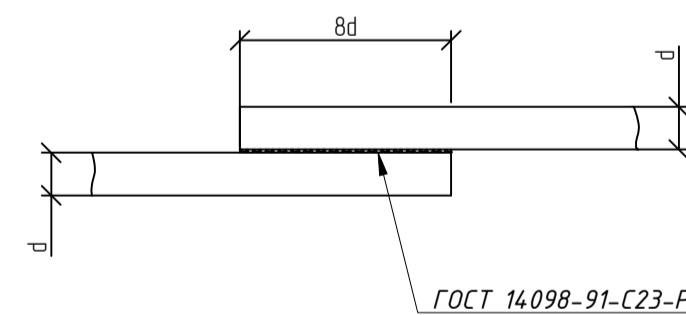
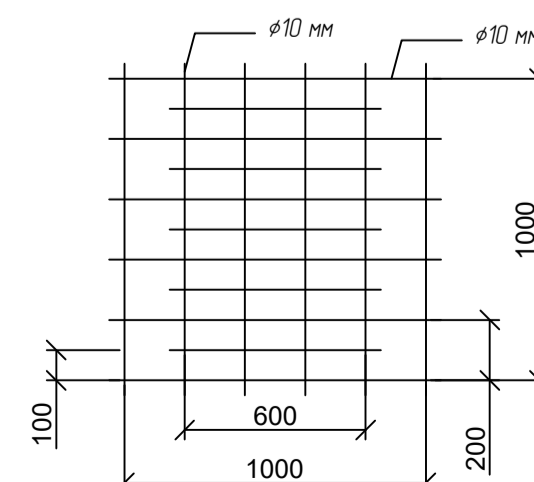


Схема стыковки стержней



Сетка А-5



Спецификации изделий и материалов на 1 м подпорной стены

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса ед. кг	Примеч.
Сетка А-1			1	55,6	
1	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 14$ А400, l=4600 мм	6	5,57	33,42
2	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	24	0,617	14,81
3	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=2400 мм	5	1,48	7,40
Сетка А-2			1	31,5	
4	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=3800 мм	5	2,35	11,75
5	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400 l=1000 мм	20	0,617	12,34
6	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400 l=2000 мм	6	1,24	7,44
Сетка А-3			1	55,6	
7	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 14$ А400, l=4600 мм	6	5,57	33,42
8	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	24	0,617	14,81
9	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=2400 мм	5	1,48	7,40
Сетка А-4			1	20,6	
10	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=2400 мм	6	1,48	8,88
11	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	13	0,617	8,02
12	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1200 мм	5	0,74	3,70
Сетка А-5			1	9,0	
13	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	5	0,617	3,09
14	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=1000 мм	6	0,617	3,70
15	ГОСТ 5781-82	Арматура $\Phi 10$ А400, l=600 мм	6	0,37	2,22
Материалы					
16	ГОСТ 26633-91	Бетон класса В20	3,44	-	м ³
17	ГОСТ 26633-91	Бетон класса В7,5	0,39	-	м ³
18	ГОСТ 8736-2014	Песок средний	0,78	-	м ³
19	ГОСТ 30547-97	Гидроизоляционная пленка	3,9	-	м ²

Ведомость расхода стали на 1 м


Марка элемента	Изделия арматурные			
	Арматура класса А400			Всего
	ГОСТ 5781-82			
	$\Phi 10$	$\Phi 14$	Итого	
1 м подпорной стены	105,52	66,84	172,36	172,36

Примечания

- 1 Сварку производить по ГОСТ 14.098-91. Тип электрода Э-50А по ГОСТ 9467-75
- 2 В каждом сечении стыковать не более 50% стержней
- 3 Продольные стержни стыковать сваркой по ГОСТ 14.098-91-С23-Рз
- 4 Допускается сдвигать крайние стержни для обеспечения защитного слоя
- 5 Соединение стержней сеток в местах пересечения производить дуговой сваркой прихватками в соответствии с ГОСТ 14.098-91-К3-Рр
- 6 Размеры на чертеже указаны в миллиметрах

ВКР-08.03.01.15-2020					
ФГАОУ ОВ "Сибирский федеральный университет"					
Инженерно-строительный институт					
Имя	Коллж.	Лист	МВЗ	Подпись	Дата
Разработ	Мальков Р.О.	5	Сибирск		
Руковод	Короф С.Л.				
Консультант	Чаижин Г.А.				
Забкадров	Серебрянский В.В.				
Проект подпорной стены консального типа					Студия
Схема армирования второго варианта подпорной стены					Лист
					Листов
					У 5 5
					АДИГС

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Инженерно-строительный институт
Кафедра: Автомобильные дороги и городские сооружения

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
 В.В. Серватинский
подпись
« 23 » июня 20 20 г.

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА

08.03.01 «Строительство»
08.03.01.00.15 «Автомобильные дороги»

На тему: Проект подпорной стены консольного типа в г. Красноярске

Руководитель	 подпись, дата	доцент, к.г.н. должность, ученая степень	Крафт С.Л. инициалы, фамилия
Выпускник	 подпись, дата		Мальков Р.О. инициалы, фамилия
Консультант	 подпись, дата	ст. преподаватель должность, ученая степень	Чайкин Е.А. инициалы, фамилия

Красноярск 2020