

Заказчик – АО «Ковдорский горно-обогатительный комбинат»

Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

Раздел 1. Пояснительная записка

Книга 3. Приложение Е

5102-19025-П-01-П33

Том 1.3

2022

Заказчик – АО «Ковдорский горно-обогатительный комбинат»

Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

Раздел 1. Пояснительная записка

Книга 3. Приложение Е

5102-19025-П-01-П33

Том 1.3

Директор по проектированию

В.А. Немцев

Главный инженер проекта

Е.А. Семушина

2022

Приложение Е
Заключение по научно-техническому сопровождению
ООО "НИПИ «ЭРКОН»"

2022	Раздел 1. Пояснительная записка. Книга 3. Приложение Е. Том 1.3.	3
-------------	--	----------

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ
«ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЙ РЕСУРС КОНСТРУКЦИЙ»
ООО «НИПИ «ЭРКОН»

ХВОСТОВОЕ ХОЗЯЙСТВО КОВДОРСКОГО ГОКА. РЕКОНСТРУКЦИЯ

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

Заключение по научно-техническому сопровождению

Часть 1 Текстовая часть

20041-ДПЮ-200044-НТС1

Том 1

Директор, д.т.н. профессор

 Г.И. Белый

Главный инженер проекта

 А.А. Смирнов

Изм.	№ док.	Подп.	Дата



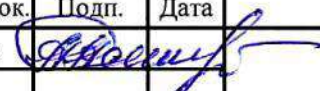
Содержание тома 1

Обозначение	Наименование	Кол. листов	Примечание
20041-ДПЮ-200044-НТС1-С	Содержание тома 1	1	
20041-ДПЮ-200044-НТС-СД	Состав документации	1	
20041-ДПЮ-200044-НТС-Т	Текстовая часть	78	
	<u>Общее количество листов, включенных в том</u>	80	

20041-ДПЮ-200044-НТС1-С					
Изм.	Колуч	Лист	№ док	Подп.	Дата
Разраб.		Смирнов			
Н. контр.		Смирнов			
Содержание тома 1					
Стадия		Лист	Листов		
П			1		
ООО «НИПИ «ЭРКОН», г. Санкт-Петербург					

Состав документации

Номер тома	Обозначение	Наименование	Примечание
1	20041-ДПЮ-200044-НТС1	Часть 1. Текстовая часть	
2	20041-ДПЮ-200044-НТС2	Часть 2. Проверочные расчеты	

20041-ДПЮ-200044-НТС-СД					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата
Разраб.		Смирнов			
Состав документации					
Н. контр.		Смирнов			
			Стадия	Лист	Листов
			П		1
ООО «НИПИ «ЭРКОН» г. Санкт-Петербург					

Список исполнителей

Должность	Ф.И.О.	Подпись	Дата
Научный руководитель, д.т.н., профессор, заслуженный деятель науки России	Г.И. Белый		
Главный инженер	А.А. Смирнов		
Нормоконтролер	А.А. Смирнов	 10.07.22	

Содержание

1	Вводная часть	3
1.1	Основание для проведения работ	3
1.2	Сведения о специализированной организации.....	3
1.3	Сведения о заказчике.....	3
1.4	Цель работы.....	3
1.5	Сведения о рассмотренных в процессе работы документах.....	4
2	Сведения о топографических, метеорологических и климатических условиях.....	5
2.1	Физико-географические и топографические условия площадки строительства	5
2.2	Техногенные условия	5
2.3	Климатические и метеорологические условия.....	6
3	Сведения об инженерно-геологических и гидрогеологических условиях.....	8
3.1	Инженерно-геологические условия.....	8
3.2	Инженерно-геологические процессы и явления	14
3.3	Сейсмичность площадки строительства.....	16
3.4	Специфические грунты	17
3.5	Гидрогеологические условия	21
3.6	Сведения о прочностных и деформационных характеристиках грунта в основании объекта капитального строительства	23
3.7	Уровень грунтовых вод, их химический состав, агрессивность грунтовых вод и грунта по отношению к материалам, используемым при строительстве подземной части объекта капитального строительства	43
4	Конструктивные и технические характеристики объектов научно-технического сопровождения.....	57
4.1	Пульпонасосная станция № 2 (ПНС-2).....	57
4.2	Насосная станция обратного водоснабжения № 3 (НОВ-3)	59
4.3	Шандорный колодец	61
4.4	Водоотводящие железобетонные коллекторы	62
5	Результаты научно-технического сопровождения.....	66
6	Выводы	76
7	Список использованных нормативных документов и литературы	77
	Таблица регистрации изменений.....	78

1 Вводная часть

1.1 Основание для проведения работ

- договор № 20041-ДПО-200044 от 30.06.2020;
- требования п.п. 10.5 и 12.4 ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований».

1.2 Сведения о специализированной организации

Право на научно-техническое сопровождение проектной документации предоставлено ООО «НИПИ «ЭРКОН» Саморегулируемой Организацией «Балтийское объединение проектировщиков» (регистрационный номер в государственном реестре СРО-П-042-05112009) согласно протоколу №49-СП/10 от 16.02.2010. Свидетельство выдано некоммерческим партнерством «Балтийское объединение проектировщиков».

Адрес ООО «НИПИ «ЭРКОН»: 191014, г. Санкт-Петербург, ул. Маяковского, д. 17, литер А, пом. 8Н.

Телефон/факс: (812) 273-52-89, 272-13-94

E-mail: office@erkon.ru, www.erkon.ru

1.3 Сведения о заказчике

Заказчик – ООО «СПб-Гипрошахт».

Тел: +7 (812) 332-30-92, E-mail: info@spbgiopro.ru

Юридический и почтовый адрес:

197046, г. Санкт-Петербург, ул. Чапаева, д.15, лит. А.

1.4 Цель работы

В соответствии с требованиями пп. 10.5 и 12.4 ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований» выполнить научно-техническое сопровождение проектной документации по объектам повышенного уровня ответственности.

Составить заключение о правомерности принятия конструктивных решений и их соответствии требованиям действующих нормативных документов.

1.5 Сведения о рассмотренных в процессе работы документах

Таблица 1

Вид документации	Наименование документации
Проектная документация	Проектная документация «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция», ООО «ЕвроХим-Проект», г. Санкт-Петербург, 2022 г.; 5102-19025-П; Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения. Расчеты строительных конструкций.
Техническая документация по инженерным изысканиям	<ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="603 792 1495 1182">– Технический отчет по результатам инженерно-геологических изысканий для подготовки проектной документации 12019-ИГИ1. Том 2 Инженерно-геологические изыскания. Часть 1. "ПНС-2 и прилегающие сооружения (аварийные емкости № 1, № 2, насосная станция пожаротушения, пожарные резервуары, емкости бытовых сточных вод, ЛОС в составе (КОС), резервуар-накопитель дождевых стоков в составе КОС" (арх.№ 19012-2.1), выполненный СевИнжГео в 2020 г. <li data-bbox="603 1211 1495 1547">– Технический отчет по результатам инженерно-геологических изысканий для подготовки проектной документации 12019-ИГИ2 Том 2 Инженерно-геологические изыскания Часть 2. НОВ-3 и прилегающие сооружения (насосная станция пожаротушения, пожарные резервуары, ёмкость бытовых стоков, ЛОС в составе (КОС), резервуар-накопитель дождевых стоков в составе КОС), выполненный СевИнжГео в 2020 г. <li data-bbox="603 1576 1495 1740">– Технический отчет по результатам инженерно-геологических изысканий для подготовки проектной документации 12019-ИГИ5 Том 2 Инженерно-геологические изыскания Часть 5. Прочие объекты Хвостового хозяйства, выполненный СевИнжГео в 2022 г.

2 Сведения о топографических, метеорологических и климатических условиях

2.1 Физико-географические и топографические условия площадки строительства

Участки проектируемого строительства расположены в г. Ковдоре Мурманской области, на промплощадке АО «Ковдорский ГОК».

Рельеф на участке ПНС-2 и объектов, расположенных рядом, относительно ровный с общим уклоном на юго-восток 3-90. Отметки изменяются от 278,0 м до 298,0 м. Естественный поверхностный сток не обеспечен. Болота отсутствуют. В геоморфологическом отношении участок приурочен к склону скальной возвышенности, перекрытому чехлом четвертичных отложений.

Рельеф на участке НОВ-3 и объектов, расположенных рядом, относительно ровный с общим уклоном на юг 5-90. Отметки изменяются от 253,0 м до 265,0 м. Естественный поверхностный сток не обеспечен. Болота отсутствуют. В геоморфологическом отношении участок приурочен к склону скальной возвышенности, перекрытому чехлом четвертичных отложений.

Рельеф участка прочих объектов сильно пересеченный. Отметки изменяются от 226,0 до 315,0 м. Естественный поверхностный сток не обеспечен. В пониженных местах и вдоль ручьев наблюдаются заболоченные участки. В целом исследуемая территория в геоморфологическом отношении расположена в пониженной части ледниковой долины, осложненной холмисто-грядовым рельефом водно-ледникового происхождения, в центральной части перекрытой толщей современных четвертичных отложений, ограниченная дамбой высотой, примерно, от 10 до 25 м и более.

2.2 Техногенные условия

Территорию объектов площадки ПНС-2 условно можно разделить на два участка, ограниченные друг от друга технологическим проездом, вдоль которо-

го проходят пульпопроводы надземного исполнения. С юга участок ограничен также технологической автодорогой и пульпопроводами.

Территория объектов площадки НОВ-3 не застроена. С запада, на расстоянии от участка, примерно, в 20 м проходит линия ЛЭП, а в 30 м с севера - грунтовая автодорога.

Территория прочих объектов частично застроена. На ней расположены технологические проезды, пульпопроводы и водоводы надземного и подземного исполнения. В северо-восточной части расположена НОВ-2 с прилегающими к ней подземными коммуникациями.

2.3 Климатические и метеорологические условия

В соответствии с ГОСТ 16350-80 «Климат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических целей», участок расположен в умеренном макроклиматическом районе, умеренном климатическом районе – П5, в соответствии с СП 131.13330.2020 «Строительная климатология» - во ПА районе по климатическому районированию РФ по строительству, в соответствии с СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003» - в 1-ой влажной зоне влажности.

Климат умеренно-континентальный.

Зима продолжительная (конец октября – начало апреля), холодная, с пасмурной и ветреной погодой. Температура воздуха днем от минус 6 °С до минус 14 °С, ночью от минус 11 °С до минус 22 °С (абсолютный минимум минус 44 °С). Часты оттепели (до 25 дней за сезон). Устойчивый снежный покров устанавливается в начале ноября. Наибольшая толщина снежного покрова в марте – 50 см. За сезон бывает до 40 дней с метелями. Продолжительность темного времени суток в декабре 18 часов. С начала декабря до начала января длится полярная ночь с частыми полярными сияниями, сопровождающимися магнитными бурями.

Температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98 минус 38 °С, с обеспеченностью 0,92 минус 36 °С.

Весна (середина апреля – начало июня) прохладная, с неустойчивой погодой, с частыми заморозками. Днем температура воздуха обычно выше 0 °С (максимальная плюс 25 °С в мае), ночью опускается на 6-10 0. Снег сходит в середине мая, но распутица длится еще около 20 дней. Осадки выпадают в виде морозящих дождей, часто с мокрым снегом.

Лето (середина июня – середина августа) прохладное, дождливое, преимущественно с пасмурной погодой и морозящими дождями (грозы с ливнями бывают 2-3 дня в месяц). Температура воздуха днем от плюс 12 °С до плюс 16 °С (абсолютный максимум плюс 32 °С), ночью от плюс 5 °С до плюс 9 °С. С начала июня до середины июня длится полярный день. В конце июня появляется много комаров и мошкары, они исчезают в конце августа.

Осень (конец августа – середина октября) пасмурная, с частыми туманами и затяжными дождями. Температура воздуха днем колеблется от 0 °С до плюс 12 °С, ночью опускается ниже 0 °С. Зимой и осенью возможны гололед и обледенение проводов.

Ветры в зимний период преобладают западные со средней скоростью за январь 2,7 м/сек., летом – северные со средней скоростью за июль – 2,3 м/сек.

Среднегодовое количество осадков – 580 мм, из них в холодный период –159 мм, теплый – 421 мм.

Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца составляет 84 %, наиболее теплого месяца – 72 %.

Согласно СП 20.13330.2016 площадка относится:

- к II ветровому району с величиной ветрового давления $w_0 = 0,30$ кПа;
- к III району по гололедным нагрузкам с толщиной стенки гололеда $b = 10$ мм;
- к V району по весу снежного покрова с расчетным значением веса снежного покрова $S_g = 3,2$ кПа.

3 Сведения об инженерно-геологических и гидрогеологических условиях

3.1 Инженерно-геологические условия

3.1.1 Площадка объекта ПНС-2

Глубина изучения геологического разреза 22,6 м.

Стратиграфический разрез представлен в следующем виде (сверху вниз):

Современные отложения QIV:

- биогенные - bIV

Верхнеплейстоценовые отложения QIII:

- нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения – gIII

- элювиальные - eIII

Архей-протерозойские скальные образования – AR-PZ.

Биогенные отложения – bIV – залегают с поверхности и представлены почвенно-растительным слоем темно-коричневым, сезонно-мерзлым и средней степени водонасыщения, с корнями кустарника и деревьев. Его мощность – 0,1 м.

Техногенные отложения (tIV) имеют локальное распространение, вскрыты в южной части площадки (в районе аварийной емкости № 1) под почвенно-растительным слоем на глубине 0,1 м и представлены насыпными грунтами, сложенными супесью щебенистой зеленовато-серого цвета, пластичной консистенции, с включением гальки и щебня 30 %, гравия 10 %. Грунт до глубины 0,4 м сезонномёрзлый, ниже - слежавшийся. Насыпные грунты классифицируются по составу и способу образования в соответствии с СП 22.13330.2011, СП 11-105-97 Часть III как «отвалы без уплотнения». Мощность насыпи от 1,2 до 2,3 м.

Нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения (gIII) залегают на глубине 0,1 м и относятся по условиям образования и по характеру слагаемых ими геоморфологических форм к основной морене. В целом для этих отложений характерно: несортированность, неслоистость, неоднородность, слабая водопроницаемость, неокатанность и обилие крупнообломочной фракции, а также

значительное содержание пылеватых частиц. На исследуемой территории развита супесчаная и песчаная морена, представленная преимущественно супесью пылеватой галечниковой твердой консистенции, редко гравийным грунтом с супесчаным заполнителем, содержащими гальки слабой и средней окатанности от 15 % до 35 %, гравия от 10 % до 40 %. Отложения плотные, средней степени водонасыщения. Цвет морены коричневый. Для указанных разновидностей морены характерны незакономерные переходы как по глубине, так и по простиранию, в связи с чем разделить их в плане и на разрезах не представляется возможным. Мощность отложений составляет от 0,3 до 1,5 м.

Элювиальные отложения (еIII) залегают на глубине от 0,1 до 2,4 м и являются результатом физического, химического и биологического выветривания скальных грунтов. Массив скальных грунтов распадается на отдельные глыбы, которые впоследствии постепенно измельчаются до щебня и дресвы, а далее и до песчано-глинистого материала. Очень сильно влияет на степень разрушения минералогический состав породы. Элювиальные грунты характеризуются несортированностью, неоднородностью, неокатанностью и обилием крупнообломочной фракции. Инженерно-геологические элементы, выделенные в элювиальных отложениях, имеют невыдержанный, линзовидный характер, мощность которых колеблется от 0,4 м до 17,7 м. В целом элювиальные грунты залегают практически с поверхности до глубины 20,6 м.

В основании разреза на глубине от 1,0 до 20,6 м залегают скальные грунты (AR-PZ), имеющие неровную кровлю и представленные оливинитами темно-серыми, мелкозернистыми, в кровле участками сильнотрещиноватыми (RQD = 39 %), средней прочности, неразмягчаемыми, ниже слаботрещиноватыми (RQD = 84 %), прочными, неразмягчаемыми. Мощность сильнотрещиноватой зоны от 0,0 до 2,1 м. Вскрытая мощность скальных грунтов от 1,4 до 4,9 м.

3.1.2 Площадка объекта НОВ-3

Глубина изучения геологического разреза 17,6 м.

Стратиграфический разрез представлен в следующем виде (сверху вниз):

Современные отложения QIV:

- биогенные - bIV

Верхнеплейстоценовые отложения QIII:

- водно-ледниковые – fIII

- нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения – gIII

- элювиальные - eIII

Архей-протерозойские скальные образования – AR-PZ.

Биогенные отложения – bIV (ИГЭ-1) – залегают с поверхности и представлены почвенно-растительным слоем темно-коричневым, сезонно-мерзлым, средней степени водонасыщения, с корнями кустарника и деревьев. Его мощность – 0,1 м.

Водно-ледниковые отложения (fIII) широко распространены на исследуемой площади и имеют сложное линзовидно-слоистое строение, разнообразный гранулометрический состав (от пылеватых песков до галечниковых грунтов). Какая-либо закономерность в характере залегания и мощности слоев в толще водно-ледниковых отложений отсутствует.

Нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения (gIII) залегают на глубине от 0,4 до 6,3 м и относятся по условиям образования и по характеру слагаемых ими геоморфологических форм к основной морене. В целом для этих отложений характерно: несортированность, неслоистость, неоднородность, высокая плотность (коэффициент пористости менее 0,5), слабая водопроницаемость, неокатанность и обилие крупнообломочной фракции, а также значительное содержание пылеватых частиц. На исследуемой территории развита супесчаная и песчаная морена. В целом, по гранулометрическому составу, моренные грунты характеризуются как супесь пылеватая, галечниковая, пластичной консистенции с включением валунов от 10 % до 15 %, гальки 25 %, гравия 10 %. Отложения плотные, ниже уровня грунтовых вод обводненные. Цвет морены серый с различными оттенками. Для указанных разновидностей морены характерны незакономерные переходы как по глубине, так и по про-

стиранию, в связи с чем разделить их в плане и на разрезах не представляется возможным. Мощность морены составляет от 0,0 до 5,8 м.

Элювиальные отложения (еIII) залегают на глубине от 0,4 до 11,3 м в основании толщи верхнеплейстоценовых отложений и являются результатом физического, химического и биологического выветривания скальных грунтов. Массив скальных грунтов распадается на отдельные глыбы, которые впоследствии постепенно измельчаются до щебня и дресвы, а далее и до песчано-глинистого материала. Очень сильно влияет на степень разрушения минералогический состав породы. Следует учесть, что в процессе бурения по элювиальным грунтам, порода сильно разрушается, процентное содержание крупнообломочного материала резко уменьшается и отобранные пробы дают заниженный результат. В связи с вышеизложенным можно сделать вывод: аналогично, как и моренные отложения, элювиальные грунты характеризуются несортированностью, неоднородностью, неокатанностью и обилием крупнообломочной фракции.

В основании разреза на глубине от 1,7 до 15,5 м залегают скальные грунты (AR-PZ), имеющие неровную наклонную кровлю с общим падением на юго-запад до 13 0, на север до 29 0 и представленные пироксенитами темно-серыми, мелкозернистыми, в кровле участками сильнотрещиноватыми (RQD = 33 %), средней прочности, ниже слаботрещиноватыми (RQD = 83 %), прочными. Мощность сильнотрещиноватой зоны от 0,0 до 3,1 м. Вскрытая мощность скальных грунтов от 1,8 до 5,1 м.

3.1.3 Площадка прочих объектов

Глубина изучения геологического разреза до 16,1 м.

Стратиграфический разрез представлен в следующем виде (сверху вниз):

Современные отложения QIV:

- техногенные – tIV
- биогенные - bIV
- озерные – l IV

Верхнеплейстоценовые QIII:

- водно-ледниковые - fIII
- ледниковые (моренные) отложения - gIII
- элювиальные - eIII

Архейские скальные образования AR

Техногенные отложения (tIV) представлены насыпными грунтами смешанного состава и намывными грунтами.

Насыпные грунты смешанного состава (отвалы грунтов без уплотнения) залегают в верхней части разреза, имеют широкое распространение. Грунты серые с различными оттенками, средней степени водонасыщения, слежавшиеся. Неоднородность состава, свойств и отсутствие закономерностей в их распределении позволяет выделить насыпные грунты в один инженерно- геологический элемент и классифицировать их по составу и способу образования в соответствии с СП 22.13330.2016, СП 11-105-97 Часть III как «отвалы грунтов без уплотнения». Мощность насыпных грунтов от 0,0 до 4,8 м.

Намывные грунты (tIV) – имеют локальное распространение и встречаются в районе проектируемых магистральных пульповодов от ПНС-2 до второго поля хвостохранилища, под насыпными грунтами тела дамы и где их мощность достигает 39,5 м и районе начала автодороги к площадке ПНС-2, где их мощность достигает 1,3 м. Представлен намывной грунт песком пылеватым, серым, водонасыщенным, слежавшимся, с редким включением гравия и гальки.

Биогенные отложения (bIV) представлены почвенно-растительным слоем и торфяно-болотными отложениями. Почвенно-растительный слой имеет широкое распространение, за исключением района НОВ-2, трассы пульповодов от ПНС-2 до 2-ого поля хвостохранилища и мест пересечения трасс с автодорогами. Почвенно-растительный слой темно-коричневый, в зимний период сезонно-мёрзлый, средней степени водонасыщения и водонасыщенный с корнями деревьев и кустарника. Его мощность от 0,1 до 0,2 м. Торфяно-болотные отложения занимают около 4% территории. Встречены на трассах инспекторской автодороги, водоводов оборотного водоснабжения от НОВ-3 до существующей трассы, водосбросной трубы от НОВ-3 во вторичный отстойник. Торф темно-

коричневый среднеразложившийся, водонасыщенный, с корнями деревьев и кустарника. Его мощность от 0,3 до 1,2 м.

Озерные отложения (IV) распространены на дне Маркизовой лужи и представлены суглинком легким песчанистым текучей консистенции с высоким содержанием органических веществ, без включений. Мощность озерных отложений от 0,0 до 1,4 м.

Водно-ледниковые отложения (fIII) распространены практически на всех трассах, за исключением магистральных пульповодов и нагорной канавы, имеют сложное линзовидно-слоистое строение и залегают на глубине от 0,0 до 4,1 м. Максимальная вскрытая мощность водно-ледниковых отложений 8,8 м.

Нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения (gIII) залегают на глубине от 0,1 до 8,2 м, на элювиальных (eIII) и скальных грунтах (AR) и относятся, по условиям образования, к основной морене. В целом для этих отложений характерно: несортированность, неслоистость, высокая плотность (коэффициент пористости менее 0,55), слабая водопроницаемость, слабая окатанность и обилие крупнообломочной фракции. Нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения представлены преимущественно супесью пылеватой и песчанистой гравелистой, реже супесью пылеватой и песчанистой галечниковой, суглинком легким песчанистым, суглинком легким песчанистым гравелистым и галечниковым, песком гравелистым, галечниковым и гравийным грунтом с заполнителем песками разной крупности, супесью песчанистой твердой и пластичной и суглинком текучепластичной консистенции, содержащими валунов размером до 0,5 м около 25 % (в среднем около 5 %), гальки слабой окатанности размером менее 10 см от 5 % до 60 %, гравия от 5 % до 30 %. Отложения плотные, ниже уровня подземных вод - обводненные. Цвет морены зеленовато-серый, участками серовато-коричневый, серый. Для указанных разновидностей морены характерны незакономерные переходы как по глубине, так и по простирацию, в связи с чем разделить их в плане и на разрезе не представляется возможным. Нерасчлененная морена характеризуется невыдержанной мощностью - от 3,7 до 7,0 м.

Элювиальные отложения (еIII) залегают на глубине от 0,0 до 9,7 м и являются результатом физического и химического выветривания скальных грунтов. Массив скальных грунтов распадается на отдельные глыбы, которые впоследствии постепенно измельчаются до щебня и дресвы, а далее и до песчано-глинистого материала. Элювиальные грунты характеризуются несортированностью, неоднородностью, неокатанностью и обилием крупнообломочной фракции. Инженерно-геологические элементы, выделенные в элювиальных отложениях, имеют невыдержанное линзовидно-слоистое сложение. Вскрытая суммарная мощность элювиальных отложений 11,1 м.

В основании разреза, на глубине от 0,0 до 14,0 м, залегают скальные грунты (AR), имеющие неровную кровлю и представленные гранито-гнейсом серым, мелкозернистым, средней прочности, неразмягчаемым, сильнотрещиноватым ($RQD = 32\%$) и гранито-гнейсом серым, мелкозернистым, прочным, неразмягчаемым, слаботрещиноватым ($RQD = 84\%$). Скальные грунты местами обводнены по трещинам. Мощность сильнотрещиноватой зоны от 0,2 до 3,4 м. Вскрытая мощность скальных грунтов от 1,4 до 18,1 м. В районе проектируемых водоподводящих железобетонных коллекторов, наблюдаются отдельные выходы скального грунта на дневную поверхность.

3.2 Инженерно-геологические процессы и явления

3.2.1 Площадки объектов ПНС-2 и НОВ-3

Дисперсные грунты площадки обладают свойствами морозного пучения.

По условиям и по времени развития процесса подтопленности площадка частично классифицируется как постоянно подтопленная в естественных условиях, где подземные воды вскрыты на глубине до 3,0 м, частично – как сезонно (ежегодно) подтапливаемая за счет подъема уровня подземных вод и образования верховодки в период обильных дождей и интенсивного.

Склоновые процессы отсутствуют.

Опасные инженерно-геологические процессы отсутствуют.

В соответствии с таблицей 5.1 СП 115.13330.2016:

- категория опасности природных процессов пучения – весьма опасная;
- категория опасности природных процессов подтопления – весьма опасная;
- категория опасности природных процессов землетрясения – опасная.

3.2.2 Площадка прочих объектов

На площадке развиты процессы заболачивания. Определяющими факторами проявления этих процессов являются геоморфологические (наличие замкнутых понижений) и климатические (преобладание осадков над испарением), а также низкая водопроницаемость грунтов приповерхностного слоя. Наряду с указанными факторами в процессах заболачивания и переувлажнения земель определенную роль играют подземные воды, питающие торфяники. Избыточное увлажнение вызывает отмирание растений и способствует накоплению торфа. Заболоченные участки занимают около 4 % территории. Болота мелкие (глубиной от 0,3 до 1,2 м), переходные, заполненные торфом, относятся к I – му типу (СП 34.13330.2012). Учитывая низкую фильтрационную способность грунтов основания, при неправильной организации поверхностного стока возможна интенсификация процессов заболачивания.

Дисперсные грунты площадки обладают свойствами морозного пучения.

Территория по условиям и по времени развития процесса подтопляемости делится на три участка:

- участок, где вскрыты подземные воды, характеризуется как постоянно подтопленный в естественных условиях;
- участок, где не вскрыты подземные воды, характеризуется как сезонно (ежегодно) подтапливаемый в естественных условиях за счет подъема уровня подземных вод и образования верховодки в весенне-осенний период;
- участок неподтопленный в силу геологических и гидрогеологических причин – выходы скального грунта на дневную поверхность.

Категория устойчивости территории относительно интенсивности образования карстовых провалов – VI (возникновение карстовых провалов земной

поверхности невозможно из-за отсутствия водорастворимых горных пород) (СП 11-105-97 Часть II таблица 5.1).

Склоновые процессы отсутствуют.

Опасные инженерно-геологические процессы отсутствуют.

В соответствии с таблицей 5.1 СП 115.13330.2016:

- категория опасности природных процессов пучения – весьма опасная;
- категория опасности природных процессов подтопления – весьма опасная;
- категория опасности природных процессов землетрясения – опасная.

3.3 Сейсмичность площадки строительства

На основании комплексных геофизических исследований и специальных расчетов для условий строительства на площадке изысканий, уточнена сейсмичность и составлена схема сейсмического микрорайонирования в масштабе 1:5000 с округлением до 0,1 балла.

Грунты, слагающие площадку, считая от естественной поверхности, согласно табл.11 СП 14.3330.2018 относятся ко II и III категории по сейсмическим свойствам.

Для периода $T = 1000$ лет средняя расчетная сейсмичность равна 5,35 балла, для $T = 5000$ – 6,36 балла. Приращения сейсмической интенсивности, рассчитанные для грунтов, слагающих участок изысканий, относительно эталонного грунта составили от минус 0,68 до минус 0,06 балла.

Для проектирования гидротехнических сооружений были рассчитаны сейсмические интенсивности для событий уровня ПЗ и МРЗ. Средние значения данных величин составляют $I_{ПЗ} = 4,98$ балла и $I_{МРЗ} = 6,36$ балла, более детально данные величины представлены в таблице 2.

Таблица 2 Расчетная сейсмичность на площадках проектируемых сооружений по карте ОСР-2015-В

№ по ген-плану (эксплика-ции)	Наименование здания/сооружения по ГП	Уровень ответственности	Расчетная сейсмичность, балл
2	3	4	5
053.03.01	Пульпонасосная станция № 2 (ПНС-2)	Повышенный	5.30
053.05.02	Насосная станция оборотного водоснабжения №3 (НОВ-3)	Повышенный	5.52
053.09.01	Шандорный колодец	Повышенный	5.32
053.12.01	Водоподводящие железобетонные коллекторы	Повышенный	5.25-5.52

3.4 Специфические грунты

3.4.1 Площадка объекта ПНС-2

К специфическим грунтам на исследуемой площадке относятся насыпной грунт (tIV) и элювиальные грунты (eIII).

Насыпной грунт распространен локально, вскрыт на глубине 0,1 м в южной части площадки (в районе аварийной емкости №1), имеет мощность от 1,2 до 2,3 м и классифицируется по составу и способу образования в соответствии с СП 22.13330.2011, СП 11-105-97 Часть III как «отвалы без уплотнения».

К специфическим особенностям насыпного грунта относятся:

- неравномерная сжимаемость;
- возможность самоуплотнения при дополнительной нагрузке.

В качестве естественного основания фундаментов не рекомендуется. Во избежание неравномерности осадок насыпной грунт должен быть удален или прорезан фундаментами.

Элювиальные отложения (eIII) имеют широкое распространение, относятся к обломочной зоне коры выветривания, залегают на материнских скальных грунтах (AR-PZ), образованы в результате их физического, химического и биологического выветривания.

В целом представлены супесью песчанистой с дресвой и супесью песчанистой дресвяной, твердой консистенции, песками пылеватым и гравелистым, дресвяным и глыбовым грунтами с заполнителем, в основном, супесь пластичной и твердой консистенции, реже – пески разной крупности.

Залегают в виде длинных отдельных линз, на разной глубине, а также, в виде хорошо прослеживающего слоя, практически с поверхности.

Мощность элювиальных грунтов достигает 20,5 м.

Характеризуются несортированностью, неоднородностью, неокатанностью и обилием крупнообломочной фракции.

К специфическим особенностям данных грунтов следует отнести возможность снижения их прочностных и деформационных характеристик во время длительного пребывания в открытых котлованах и перехода в плавунное состояние супесей и песков пылеватых в случае водонасыщения в период устройства котлованов и фундаментов.

При использовании элювиальных отложений в качестве естественного основания следует применять водозащитные мероприятия при проектировании.

3.4.2 Площадка объекта НОВ-3

К специфическим грунтам на исследуемой площадке относятся элювиальные грунты (еIII).

Элювиальные отложения (еIII) имеют широкое распространение, относятся к обломочной зоне коры выветривания, залегают на материнских скальных грунтах (AR-PZ), образованы в результате их физического, химического и биологического выветривания.

В целом представлены супесью песчанистой с дресвой, пластичной консистенции и щебенистым грунтом с заполнителем, в основном, песком пылеватым, реже – песком средней крупности и супесью песчанистой, пластичной консистенции.

Залегают в виде длинных отдельных линз, а также, в виде хорошо прослеживающего слоя, на глубине от 0,4 до 11,3 м.

Мощность элювиальных грунтов достигает 6,1 м.

Характеризуются несортированностью, неоднородностью, неокатанностью и обилием крупнообломочной фракции.

К специфическим особенностям данных грунтов следует отнести возможность снижения их прочностных и деформационных характеристик во время длительного пребывания в открытых котлованах и перехода в плавунное состояние в случае водонасыщения в период устройства котлованов и фундаментов.

Элювиальные отложения целесообразно прорезать фундаментами. При использовании элювиальных отложений в качестве естественного основания следует применять водозащитные мероприятия при проектировании.

3.4.3 Площадка прочих объектов

К специфическим грунтам на исследуемой площадке относятся насыпные грунты смешанного состава (tIV), намывные грунты (tIV), торфяно-болотные отложения (bIV), элювиальные грунты (eIII). Насыпные грунты смешанного состава (tIV) имеют локальное распространение. Максимальная мощность достигает 4,8 м. Классифицируются по составу и способу образования в соответствии с СП 22.13330.2016, СП 11-105-97 Часть III как «отвалы грунтов без уплотнения» и на момент изысканий являются слежавшимися.

К специфическим особенностям насыпных грунтов относятся:

- неравномерная сжимаемость;
- возможность самоуплотнения при дополнительной нагрузке.

Намывные грунты (tIV) имеют локальное распространение и встречены лишь на магистральных пульповодах от ПНС-2 до второго поля хвостохранилища, под насыпными грунтами тела дамы и где их мощность достигает 39,5 м и районе начала автодороги к площадке ПНС-2, где их мощность достигает 1,3 м.

К специфическим особенностям намывных грунтов относятся:

- неравномерная сжимаемость;
- чувствительность к вибрационным воздействиям, а также возможным осадкам подстилающих слоев;

- незакономерность грунтов по гранулометрическому составу;
- способность изменять физико-механические свойства (в том числе за счет колебания уровня подземных вод).

Торф занимает около 4 % территории, развит с поверхности, по условиям питания переходного типа. Его мощность от 0,3 до 1,2 м.

К специфическим особенностям торфа относятся:

- высокая пористость;
- малая прочность и большая сжимаемость с длительной консолидацией при уплотнении;
- существенное изменение деформационных, прочностных и фильтрационных свойств под воздействием динамических и статических нагрузок;
- разложение растительных остатков.

При строительстве должна быть выполнена полная выторфовка.

Элювиальные отложения (еIII) имеют широкое распространение, относятся к дисперсной и обломочной зоне коры выветривания, залегают на материнских скальных грунтах (AR) и образованы в результате их физического и химического выветривания. В целом представлены супесью твердой, супесью дресвяной твердой, песком средней крупности, песком гравелистым, дресвяно-щебенистым грунтом с заполнителем - супесью твердой, песком разной крупности. Элювиальные отложения имеют невыдержанное линзовидно-слоистое сложение и характеризуются несортированностью, неоднородностью, неокатанностью и обилием крупнообломочной фракции. Вскрытая суммарная мощность элювиальных отложений 11,1 м.

К специфическим особенностям данных грунтов следует отнести возможность снижения их прочностных и деформационных характеристик во время длительного пребывания в открытых котлованах и перехода в плавунное состояние в случае водонасыщения в период устройства котлованов и фундаментов.

При использовании элювиальных отложений в качестве естественного основания следует применять водозащитные мероприятия при проектировании.

3.5 Гидрогеологические условия

3.5.1 Площадка объекта ПНС-2

Гидрогеологические условия площадки характеризуются наличием одного водоносного горизонт, приуроченного к рыхлой толще отложений и вскрытого на глубине от 1,0 до 2,1 м от дневной поверхности. Воды безнапорные, открытого типа. Водоупором служат скальные грунты (AR-PZ). По химическому составу класс подземных вод – гидрокарбонатный, в единичном случае - сульфатный; группа – натриевая, тип – первый, в единичном случае - второй. Воды пресные (сухой остаток от 108,23 до 738,61 мг/дм³), мягкие, умеренно жесткие, жесткие (общая жесткость от 0,587 до 6,921 мг-экв./дм³), кислые, щелочные (рН от 6,57 до 8,09). Питание водоносного горизонта происходит за счет атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет сброса за пределы площадки.

На территории аварийной ёмкости № 1 расположен искусственный пруд-отстойник размерами, примерно, 65 x 35 м. По химическому составу класс поверхностных вод пруда-отстойника – гидрокарбонатный, группа – натриевая, тип – первый. Воды пресные (сухой остаток 1104,59 мг/дм³), умеренно жесткие (общая жесткость 5,591 мг-экв./дм³), щелочные (рН 7,36). Питание водоносного горизонта происходит за счет сброса технической воды и атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет испарения воды с поверхности.

3.5.2 Площадка объекта НОВ-3

Гидрогеологические условия исследуемой площадки следует характеризовать как сложные в зависимости от времени проведения изысканий и соответственно в процессе проведения строительства.

В зимний период проведения работ гидрогеологические условия характеризовались наличием одного водоносного горизонта, приуроченного к рыхлой толще отложений и вскрытого на глубине от 8,2 до 11,6 м от дневной поверхности. Воды безнапорные, открытого типа. Водоупором служат скальные грунты (AR-PZ). По химическому составу класс подземных вод – гидрокарбо-

натный; группа – натриевая-кальциевая, тип – первый-второй. Воды пресные (сухой остаток от 89,86 до 297,86 мг/дм³), мягкие, умеренно жесткие (общая жесткость от 0,704 до 3,597 мг-экв./дм³), щелочные (рН от 7,49 до 7,67). Питание водоносного горизонта происходит за счет атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет сброса за пределы площадки.

В летний период проведения работ, в пик интенсивного снеготаяния, при проходке шурфов, на глубине от 2,1 до 2,2 м от дневной поверхности, был вскрыт водоносный горизонт типа «верховодка». Воды безнапорные, открытого типа. Водоупором служат моренные (gIII) и элювиальные (eIII) грунты. Питание водоносного горизонта происходит за счет интенсивного снеготаяния и атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет сброса за пределы площадки. По химическому составу класс подземных вод – хлоридный; группа – натриевая, тип – первый. Воды пресные (сухой остаток 51,64 мг/дм³), мягкие (общая жесткость 0,209 мг-экв./дм³), кислые (рН 6,23).

3.5.3 Площадка прочих объектов

В процессе изысканий на глубине от 0,1 до 18,4 м вскрыт водоносный горизонт, приуроченный к техногенным насыпным и намывным грунтам (tIV), биогенным (bIV), водно-ледниковым (fIII), нерасчлененным ледниковым (моренным) (gIII), элювиальным (eIII) отложениям и скальным грунтам (AR). Подземные воды безнапорные, открытого типа. Водоупор в пределах исследуемой глубины не вскрыт. Питание водоносного горизонта происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет испарения и сброса за пределы площадки.

В периоды обильных дождей и интенсивного снеготаяния, возможен подъем уровня подземных вод от 0,5 до 1,0 м выше приведенного, (участками до дневной поверхности, на торфяно-болотных отложениях от 0,1 до 0,3 м выше мохового покрова) и образование верховодки в песках и крупнообломочных грунтах техногенных, водно-ледниковых и элювиальных отложений на поверхности нерасчлененных ледниковых (моренных), глинистых элювиальных отло-

жений и скальных грунтов, а также в верхней части разреза нерасчлененных ледниковых (моренных) отложений.

По химическому составу класс подземных вод – гидрокарбонатный, сульфатный, группа – натриевая, кальциевая, тип – первый, второй. Воды слабопресные, пресные (сухой остаток от 67,01 до 1227,04 мг/дм³), мягкие, умеренно жесткие (общая жесткость от 0,316 до 10,66 мг-экв/дм³), щелочные, кислые (рН от 5,67 до 8,09 мг/дм³).

3.6 Сведения о прочностных и деформационных характеристиках грунта в основании объекта капитального строительства

3.6.1 Площадка объекта ПНС-2

В пределах изученных глубин, на площадке изысканий выделены следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ), соответствующие генетическому типу и литологическому составу грунтов (сверху вниз):

ИГЭ-1 - биогенные отложения (bIV) представлены почвенно-растительным слоем;

ИГЭ-2 - техногенные отложения (tIV) представлены насыпными грунтами;

ИГЭ-3 - нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения (gIII) представлены преимущественно супесью пылеватой галечниковой твердой консистенции, редко гравийным грунтом с супесчаным заполнителем;

ИГЭ-4 - элювиальные отложения (eIII) - супесь, песчанистая, коричневая, желтовато-коричневая, твердой консистенции;

ИГЭ-5 - элювиальные отложения (eIII) - супесь, песчанистая, дресвяная, серого цвета с различными оттенками, твердой консистенции с включением глыб;

ИГЭ-6 - элювиальные отложения (eIII) - песок пылеватый, серый с различными оттенками, средней плотности, средней степени водонасыщения и водонасыщенный;

ИГЭ-7- элювиальные отложения (еIII) - песок гравелистый, серый с различными оттенками, средней плотности, средней степени водонасыщения и водонасыщенный;

ИГЭ-8 - элювиальные отложения (еIII) - дресвяный грунт, средней степени водонасыщения и водонасыщенный;

ИГЭ-9 - элювиальные отложения (еIII) - глыбовый грунт;

ИГЭ-9а - скальные грунты (AR-PZ) - средней прочности, неразмягчаемыми;

ИГЭ-9б - скальные грунты (AR-PZ) - слаботрещиноватые, прочными, неразмягчаемыми.

Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов, для выделенных инженерно-геологических элементов, представлены в таблице 3.

Таблица 3 Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов															Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки											
					Коэффициент пористости	Влажность природная, д.е.	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа					Модуль деформации E, МПа	Расчетное сопротивление грунта R ₀ , кПа	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа									
										ρ _п	ρ _г	ρ _п	γ _г	γ _п	φ _п	φ _г	φ _п	C _п	C _г						C _п	R _{сн}	R _{сг}	R _{сп}						
1	b IV	0,1	с поверхности	Почвенно-растительный слой темно-коричневый, сезонно-мерзлый, с корнями кустарника						1,20	1,18	1,20	11,8	12,0																			96	
2	tIV	1,2-2,3	0,1	Насыпной грунт (отвалы грунтов без уплотнения): супесь щебенчатая зеленовато-серого цвета, пластичной консистенции, с включением гальки и щебня 30 %, гравия 10 %. Грунт до глубины 0,4 м сезонно-мерзлый, ниже - слежавшийся.						2,00	1,97	2,00	19,7	20,0	Удалить или прорезать фундаментами										0,01	сильнопучинистый	III	366						

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов																	Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки					
					Коэффициент пористости	Влажность природная, д.е.	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа			Модуль деформации E, МПа				Расчетное сопротивление грунта R ₀ , кПа	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа				
										ρ _п	ρ _г	ρ _п	γ _г	γ _п	φ _н	φ _г	φ _п	C _н	C _г	C _п						R _{сн}	R _{сг}	R _{сп}		
3	g III	0,3-1,5	0,1	Нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения, представлены: - супесь пылеватой галечниковой, твердой консистенции, коричневой, с включением гальки слабой и средней окатанности от 25 % до 30 %, гравия от 10 % до 15 %. - гравийным грунтом с содержанием гальки слабой и средней окатанности от 25 % до 30 %, гравия от 35 % до 40 %, заполнитель – супесь песчаная, твердая и пластичная. Отложения плотные, средней степени водонасыщения	0,53	0,17	0,77	0,19	2,85	2,10	2,07	2,10	20,7	21,0	24,0 ²	19,8	21,5	36,3 ₂	23,9	29,7	53,1 ₂				0,1-0,2	силылучинитый	II	10д		
4	e III	0,4-более 2,9	2,3-6,5	Супесь, песчаная, желтовато-коричневая, твердой консистенции, с включением щебня размером менее 10 см от 2 % до 3 %, дресвы 10 %	0,76	0,14	0,60	-0,58	3,00	1,97	1,93	1,94	19,3	19,4	29,8 ³	26,1	27,7	34,6 ₃	26,6	30,0	14,7 ₃				0,05	ε _{fh} = 0,071 силылучинитый	III	36в		

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов																		Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки				
					Коэффициент пористости	Влажность природная, д.е.	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа			Модуль деформации E, МПа	Расчетное сопротивление грунта R ₀ , кПа				Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа				
										ρ _п	ρ _г	ρ _п	γ _г	γ _п	φ _н	φ _г	φ _п	C _н	C _г	C _п						R _{сн}	R _{сг}	R _{сп}		
																													ГЭСН 81-02-01-2020 приложение 1.1	ГЭСН 81-02-03-2020 приложение 3.1
5	е III	5,6-13,4	0,1-11,6	Супесь, песчанистая, дровяная, серого цвета с различными оттенками, твердой консистенции с включением глыб размером до 0,5 м в поперечнике от 2 % до 3 %, щебня от 10 % до 15 %, дресвы от 15 % до 20 %.	0,81	0,18	0,73	-0,03	2,95	1,95	1,93	1,94	19,3	19,4	31,4 ³	28,8	29,8	23,8 ₃	19,7	21,3	12,1 ₄				0,05	ε _{fh} = 0,071	сильпучинистый	III	36г	
6	е III	1,4-3,5	0,1-8,5	Песок пылеватый, серый с различными оттенками, средней плотности, средней степени водонасыщения и водонасыщенный, с редким включением щебня, дресвы 10 %	0,75	0,09	0,55		3,01	1,91	1,88	1,91	18,8	19,1	39,6 ³	36,0	39,6	45,1 ₃	30,1	45,1	21,6 ₃				0,1-0,15	сильпучинистый	III	29в		
7	е III	0,8-более 10,0	0,1-6,5	Песок гравелистый, серый с различными оттенками, средней плотности, средней степени водонасыщения и водонасыщенный, с включением глыб размером до 0,5 м в поперечнике от 1 % до 2 %, щебня от 10 % до 15 %, дресвы от 20 % до 25 %.	0,68	0,11	0,55		2,92	1,98	1,95	1,98	19,5	19,8	39,8 ³	36,2	39,8	37,4 ₃	24,9	37,4	20,3 ₃				2,0-2,5	ε _{fh} = 0,038	среднепучинистый	III	29в	

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов																	Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки			
					Коэффициент пористости	Влажность природная, д.е.	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа			Модуль деформации E, МПа				Расчетное сопротивление грунта R ₀ , кПа	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа		
										ρ _п	ρ _г	ρ _п	γ _г	γ _п	φ _н	φ _г	φ _п	C _н	C _г	C _п						R _{сн}	R _{сг}	R _{сп}
8	е III	1,1- более 11,0	0,1- 1,1	Дресвяный грунт с содержанием глыб 15 %, щебня от 25 % до 30 %, дресвы 20 %, средней степени водонасыщения и водонасыщенный, заполнитель – в основном, супесь пластичной и твердой консистенции, реже – пески разной крупности.		0,15	0,76	0,04	2,93	1,99	1,92	1,95	19,2	19,5	34,4 ³	30,5	27,0	22,0 ₃	16,1	15,9	16,8 ₃		1,0- 1,5	ε _{fh} = 0,071 сильпучинистый	II	13,0	ГЭСН 81-02-01-2020 приложение 1.1	ГЭСН 81-02-03-2020 приложение 3.1
9	е III	2,2-11,5	1,0- 10,2	Глыбовый грунт с содержанием валунов от 70 % до 75 %, щебня от 5 % до 10 %, дресвы 5 %, средней степени водонасыщения и водонасыщенный, заполнитель – песок пылеватый, мелкий, супесь твердой консистенции. Грунт серый с различными оттенками		0,09	-0,43	2,96	2,50	2,54	2,50	25,4	25,0							900		0,2	непучинистый	II	6е			
9а	AR- PZ	0,0-2,1	1,0- 20,6	Скальный грунт: пироксенит, темно-серый, мелкозернистый, сильнотрещиноватый, средней прочности, неразмягчаемый.					3,03	2,91	2,96														II	19в		
9б	AR- PZ	вскры- тая 1,4- 3,1	2,5- 21,0	Скальный грунт: пироксенит, темно-серый, мелкозернистый, слаботрещиноватый, прочный, неразмягчаемый.					3,08	3,02	3,04														I	19е		

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов															Коэффициент пористости	Влажность природная, д.е.	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа			Модуль деформации E, МПа	Расчетное сопротивление грунта R ₀ , кПа	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа			Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки	
					ρ _п	ρ _г	ρ _н	γ _г	γ _н	φ _н	φ _г	φ _н	C _н	C _г	C _н	R _{сн}	R _{сг}	R _{сн}	ГЭСН 81-02-01-2020 приложение 1.1						ГЭСН 81-02-03-2020 приложение 3.1																				
Методика определения свойств грунтов (ГОСТ, метод и др.) или источник получения (арх.№, СП и др.)	Визуально в полевых условиях и лабораторно	ГОСТ 5180-2015	СП 22.13330.2016	ГОСТ 12248-2020 СП 22.13330.2016 Архивные данные	СП 22.13330.2016	ГОСТ 21153.2-84	ГОСТ 25584-2016 Справочный материал	ГОСТ 25100-2020; СП 34.13330.2021; СП 22.13330.2016	СП 14.13330.20148																																				

Примечания: 1 Рекомендуемые расчетные значения характеристик действительны для непромороженных и незамоченных грунтов при условии сохранения их природного сложения.

2 φ, с, E приняты по архивным данным (технический отчет шифр 10018-ГЕО, ООО "СевИнжГео" 2017 г.).

3 φ, с, E определены методом трехосного сжатия.

4 E определен по результатам штамповых испытаний.

3.6.2 Площадка объекта НОВ-3

В пределах изученных глубин, на площадке изысканий выделены следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ), соответствующие генетическому типу и литологическому составу грунтов (сверху вниз):

ИГЭ-1 - биогенные отложения (bIV) представлены почвенно-растительным слоем;

ИГЭ-2 - водно-ледниковые отложения (fIII) - песок пылеватый;

ИГЭ-3 - водно-ледниковые отложения (fIII) - песок крупный;

ИГЭ-4 - водно-ледниковые отложения (fIII) - галечниковый грунт;

ИГЭ-5 - водно-ледниковые отложения (fIII) - песок гравелистый;

ИГЭ-6 - нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения (gIII) - нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения;

ИГЭ-7- элювиальные отложения (eIII) - супесь песчанистая;

ИГЭ-8 - элювиальные отложения (eIII) - щебенистый грунт;

ИГЭ-9а - скальные грунты (AR-PZ) - средней прочности;

ИГЭ-9б - скальные грунты (AR-PZ) - слаботрещиноватые, прочными.

Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов, для выделенных инженерно-геологических элементов, представлены в таблице 4

Таблица 4 Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов																Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки																	
					Коэффициент пористости	Влажность природная, д.с.	Коэффициент водонасыщения, д.с.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа						Модуль деформации E, МПа	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа																
										ρ_n	ρ_l	ρ_{II}	γ_l	γ_{II}	ϕ_n	ϕ_l	ϕ_{II}	C_n	C_l	C_{II}					R_{cn}	R_{cl}	R_{cII}														
1	b IV	0,1	с поверхности	Почвенно-растительный слой темно-коричневый, сезонномерзлый, с корнями кустарника						1,20	1,18	1,20	11,8	12,0																							96				
2	f III	0,0-1,8	0,1	Песок пылеватый, буровато-коричневый, средней плотности, средней степени водонасыщения, с включением гравия и гальки 2 %.	0,69	0,13	0,55		2,78	1,85	1,81	1,83	18,1	18,3	42,1*	38,3	39,8	36,3*	31,9	33,7	7,2**							0,1				сильнопучинистый	III	296							
3	f III	0,0-1,7	0,3-3,5	Песок крупный, серый с слабым желтоватым оттенком, малой степени водонасыщения и водонасыщенный, плотный, с включением мелкой гальки от 2 % до 3 %, гравия 10 %.	0,51	0,08	0,39		2,80	1,98	1,95	1,98	19,5	19,8	42,6*	38,7	42,6	1,6*	1,1	1,6	14,6*						0,2				слабопучинистый	III	29в								
4	f III	0,0-3,9	0,5-3,9	Галечниковый грунт: содержание валунов размером менее 0,5 м в поперечнике от 5 % до 10 %, гальки слабой и средней окатанности размером до 10 см от 40 % до 45 %, гравия от 10 % до 15 %, заполнитель - песок пылеватый. Грунт серый с различными оттенками, средней степени водонасыщения и водонасыщенный		0,09	0,75		2,87	2,46	2,42	2,46	24,2	24,6	40,0*	36,4	40,0	9,1*	6,1	9,1	22,3*						0,2				слабопучинистый	II	6в								

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов																		Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки			
					Коэффициент пористости	Влажность природная, д.е.	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа			Модуль деформации E, МПа	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа							
										ρ_n	ρ_l	ρ_{II}	γ_I	γ_{II}	φ_n	φ_l	φ_{II}	C_n	C_l	C_{II}		R_{cn}				R_{cl}	R_{cII}		
5	f III	0,0-5,2	0,3-3,5	Песок гравелистый, серый с различными оттенками, средней степени водонасыщения и водонасыщенный, плотный, с включением гальки слабой и средней окатанности размером до 10 см от 25 % до 30 %, гравия от 10 % до 15 %.	0,55	0,10	0,64		2,90	2,05	2,02	2,05	20,2	20,5	35,9*	32,6	35,9	19,5*	13,0	19,5	26,4*				0,2	слабопучинистый	III	29в	
6	г III	0,0-5,8	0,4-6,3	Нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения, представленные: - галечниковым грунтом с содержанием валунов от 20 % до 25 %, гальки слабой и средней окатанности от 35 % до 40 %, гравия от 5 % до 10 %, заполнитель – песок пылеватый, реже крупный и средней крупности. - супесью пылеватой гравелистой, пластичной консистенции, зеленовато-серого цвета, с включением валунов от 5 % до 10 %, гальки слабой и средней окатанности от 10 % до 15 %, гравия 15 %. - супесью с галькой, песчанистой, пластичной консистенции, серая с различными оттенками, с включением гальки 10 %, гравия от 10 % до 15 %. - песком гравелистым, коричневатосерым, с включением гальки от 35 % до 40 %, гравия от 10 % до 15 %. Отложения плотные, ниже уровня грунтовых вод обводненные.	0,45	0,09	0,62	0,52	2,90	2,21	2,05	2,12	20,5	21,2	33,6*	26,9	29,7	19,8*	19,7	23,3	36,7* *				0,2	сильнопучинистый	III	10з	

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов																	Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки						
					Коэффициент пористости	Влажность природная, д.е.	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа			Модуль деформации E, МПа				Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа			Коэффициент пористости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	ГЭСН 81-02-01-2020 приложение 1.1	ГЭСН 81-02-03-2020 приложение 3.1
										ρ_n	ρ_l	ρ_{II}	γ_I	γ_{II}	φ_n	φ_l	φ_{II}	C_n	C_l	C_{II}					R_{cn}	R_{cl}	R_{cII}				
7	е III	0,0-4,8	6,3-11,3	Супесь песчаная с дресвой, пластичной консистенции с включением щебня от 3 % до 5 %, дресвы от 15 % до 20 %. Грунт серый с различными оттенками, ниже уровня грунтовых вод обводненный.	0,67	0,19	0,93	0,33	2,92	2,15	2,12	2,15	21,5	21,2	21,1*	18,6	21,1	28,5*	19,0	28,5	19,3*	0,01	сильпучинистый	III	36в						
8	е III	0,0-6,1	0,4-6,1	Щебенистый грунт: содержание глыб от 15 % до 20 %, щебня от 35 % до 40 %, дресвы 10 %, заполнитель – в основном, песок пылеватый, реже – песок средней крупности и супесь песчаная, пластичной консистенции.		0,09	0,77	0,33	2,95	2,55	2,51	2,55	25,5	25,1	38,8*	33,7	38,8	4,5*	3,0	4,5	20,5*	0,01	сильпучинистый	II	6г						
9а	AR-PZ	0,0-3,1	2,3-13,0	Скальный грунт: пироксенит, темно-серый, мелкозернистый, сильнотрещиноватый, средней прочности, неразмягчаемый.						3,03	2,91	2,96									26,0	24,1	24,9	II	19в						
9б	AR-PZ	вскрытая 5,1м	1,7-15,5	Скальный грунт: пироксенит, темно-серый, мелкозернистый, слаботрещиноватый, прочный, неразмягчаемый.						3,08	3,02	3,04									105,3	101,9	103,3	I	19е						
Методика определения свойств грунтов (ГОСТ, метод и др.) или источник получения (арх.№, СП и др.)				Визуально в полевых условиях и лабораторно	ГОСТ 5180-2015					СП 22.13330.2016		ГОСТ 12248-2020 СП 22.13330.2016					ГОСТ 21153.2-84			ГОСТ 25584-2016 Справочный материал	ГОСТ 25100-2020 СП 22.13330.2016	СП 14.13330.20148									

Примечания: 1 Рекомендуемые расчетные значения характеристик действительны для непромороженных и незамоченных грунтов при условии сохранения их природного сложения.

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов															Коэффициент фильтрации, м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Номер позиции грунта по трудности разработки				
					Коэффициент пористости	Влажность природная, д.е.	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Показатель текучести	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность, г/см ³			Удельный вес, кН/м ³		Угол внутреннего трения, град.			Удельное сцепление, кПа					Модуль деформации E, МПа	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа			
										ρ_n	ρ_l	ρ_{II}	γ_I	γ_{II}	φ_n	φ_I	φ_{II}	C_n	C_I					C_{II}	$R_{cн}$	R_{cI}	R_{cII}
																									ГЭСН 81-02-01-2020 приложение 1.1	ГЭСН 81-02-03-2020 приложение 3.1	

2 * φ , c, E определены методом трехосного сжатия.

3 ** E определен по результатам штамповых испытаний.

3.6.3 Площадка прочих объектов

В пределах изученных глубин, на площадке изысканий выделены следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ), соответствующие генетическому типу и литологическому составу грунтов (сверху вниз):

ИГЭ-1а - техногенные отложения (tIV) представлены насыпными грунтами смешанного состава;

ИГЭ-1б - техногенные отложения (tIV) представлены намывными грунтами;

ИГЭ-2 - биогенные отложения (bIV) представлены почвенно-растительным слоем;

ИГЭ-3 - биогенные отложения (bIV) представлены торфяно-болотными отложениями;

ИГЭ-4 - озерные отложения (IV) - суглинок легкий песчанистый текучей консистенции;

ИГЭ-5 - водно-ледниковые отложения (fIII) - супесь, преимущественно пылеватая гравелистая, реже песчанистая галечниковая (по среднему гранулометрическому составу гравелистая) и суглинок легкий песчанистый;

ИГЭ-6 - водно-ледниковые отложения (fIII) – песок мелкий;

ИГЭ-7 - водно-ледниковые отложения (fIII) – песок средней крупности;

ИГЭ-8 - водно-ледниковые отложения (fIII) – песок гравелистый;

ИГЭ-9 - водно-ледниковые отложения (fIII) - гравийно-галечниковый грунт с содержанием валунов;

ИГЭ-10 - нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения (gIII) представлены преимущественно супесью пылеватой и песчанистой гравелистой;

ИГЭ-11- элювиальные отложения (eIII) - супесь (супесь с дресвой), реже суглинок;

ИГЭ-12 - элювиальные отложения (eIII) - супесь дресвяная, реже суглинок дресвяный;

ИГЭ-13 - элювиальные отложения (eIII) – песок средней крупности;

ИГЭ-14 - элювиальные отложения (еШ) – песок гравелистый;

ИГЭ-15 - элювиальные отложения (еШ) - дресвяно-щебенистый грунт;

ИГЭ-16а - скальные грунты (AR) - гранито-гнейсом серым, мелкозернистым, средней прочности, неразмягчаемым, сильнотрещиноватым;

ИГЭ-16б - скальные грунты (AR) - гранито-гнейсом серым, мелкозернистым, прочным, неразмягчаемым, слаботрещиноватым.

Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов, для выделенных инженерно-геологических элементов, представлены в таблице 5.

Таблица 5 Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов

Номер инженерно-геологического элемента	Геологический индекс	Мощность слоя, м	Глубина залегания кровли слоя, м	Наименование и описание грунтов ГОСТ 25100-2020	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов																		Номер позиции грунта по трудности разработки						
					Характеристика	Коэффициент пористости e	Влажность природная w , д.е.	Показатель текучести IL	Коэффициент водонасыщения S_r , д.е.	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Плотность ρ , г/см ³	Удельный вес γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения φ , град.			Удельное сцепление C , кПа (кгс/см ²)			Модуль деформации E , МПа (кгс/см ²)			Расчетное сопротивление грунта R_0 , кПа (кгс/см ²)		Предел прочности на одноосное сжатие R_c в водонасыщенном состоянии с учетом коэффициента снижения прочности K_s , МПа (кгс/см ²)	Коэффициент фильтрации k , м/сут	Степень пучинистости грунтов	Категория грунтов по сейсмическим свойствам		
Лабораторные испытания: Трехосное сжатие	Таблицы НД	Рекомендуемые значения	Лабораторные испытания: Трехосное сжатие	Таблицы НД	Рекомендуемые значения	Лабораторные испытания: Трехосное сжатие	Таблицы НД	Рекомендуемые значения	Лабораторные испытания: Трехосное сжатие	Таблицы НД	Рекомендуемые значения	Лабораторные испытания: Трехосное сжатие	Таблицы НД	Рекомендуемые значения															
1а	tI V	0,0 - 10, 0	с поверхности	Насыпные грунты смешанного состава (отвалы грунтов без уплотнения) сложены преимущественно: - щебенистым (галечниковым) грунтом с содержанием глыб (валунов) размером до 0,5 м в поперечнике 15-20%, щебня (галки разной окатанности) размером менее 10 см 45%, дресвы (гравия) – 10-15%, заполнитель – супесь твердая, песок разной крупности; - дресвяным (гравийным) грунтом с содержанием глыб (валунов) размером до 0,5 м в поперечнике 2-3%, щебня (галки разной	Xп	0,45	0,09	0,18	0,62	2,90	2,19		38	-	38	18,4 (0,184)	-	18,4 (0,184)	27,4 (274)	-	-	27,4 (274)	180 (1,8)	0,04 - 0,90	III	б в			
					XI					2,12	21,2	37	-	37	14,9 (0,149)	-	14,9 (0,149)												
					XII					2,15	21,5	38	-	38	16,4 (0,164)	-	16,4 (0,164)												

				окатанности) размером менее 10 см 30-35%, дресвы (гравия) 20%, заполнитель – песок разной крупности, супесь твердая; - песком гравелистым (реже супесью галечниковой) с включением валунов размером до 0,5м в поперечнике 3-4%, гальки 25%, гравия 5%; - суглинком лёгким пылеватым с гравием твердым с включением гальки 5-10%, гравия 5-10%. Грунты серые с различными оттенками, средней степени водонасыщения, слежавшиеся.																						
16	0,0 - 39,5	с поверхности -10,1	Намывной грунт: песок пылеватый, серый, водонасыщенный, слежавшийся, с редким включением гравия и гальки	Xn	0,69	0,17	2,67	0,88	3,04	2,14		37*	29	37*	4,2* (0,042)	3,6 (0,036)	4,2* (0,042)	21,0* (210)	-	17,4 (174)	21,0* (210)		0,20 - 0,23	сильнопучинистый	Ш	296
				XI					2,09	20,9	36*	26	36*	3,7* (0,037)	3,3 (0,033)	3,7* (0,037)										
				XII					2,11	21,1	36*	29	36*	3,9* (0,039)	3,6 (0,036)	3,9* (0,039)										
2	0,1 - 0,2	с поверхности	Почвенно-растительный слой темно-коричневый, в зимний период сезонно-мёрзлый, средней степени водонасыщения и водонасыщенный с корнями деревьев и кустарника.	Xn						1,20													Ш	96		
				XI					1,18	11,8																
				XII					1,20	12,0																
3	0,3 - 1,2	с поверхности	Торф темно-коричневый среднеразложившийся, водонасыщенный с корнями деревьев и кустарника.	Xn						1,20											0,15 - 1,20	сильнопучинистый	Ш	376		
				XI					1,18	11,8																
				XII					1,20	12,0																
4	0,0 - 1,4	со дна водоема	Суглинок лёгкий песчанистый текучий, темно-серый (почти черный), без	Xn		1,66	16,52		2,83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		сильнопучинистый	Ш	35а		
				XI																						

				ключений, с высоким содержанием органического вещества	XII																							
5	II П	0,5 - 8,8	0,1 - 1,6	Супесь, преимущественно пылеватая гравелистая, реже песчаная галечниковая (по среднему гранулометрическому составу гравелистая) и суглинок легкий песчаный, твердая, с включением валунов размером до 0,5м в поперечнике 3-5%, гальки 20%, гравия 5-10%	Xn	0,69	0,13	- 0,75	0,61	2,80	1,92	34	26	34	19,6 (0,196)	14,2 (0,142)	19,6 (0,196)	21,2 (212)	-	14,6 (146)	21,2 (212)	0,05 - 0,07	сильнопучинистый	II	366			
					XI						1,87	18,7	33	23	33	16,3 (0,163)	12,9 (0,129)	16,3 (0,163)										
					XII						1,89	18,9	33	26	33	17,6 (0,176)	14,2 (0,142)	17,6 (0,176)										
6	II П	0,4 - 3,2	с поверхности - 0,1	Песок мелкий, серый с различными оттенками, малой и средней степени водонасыщения, средней плотности, с включением гравия и гальки 2-3%.	Xn	0,67	0,17	-	0,48	2,93	1,85	41	31	41	1,5 (0,015)	-	1,5 (0,015)	17,5 (175)	-	26,0 (260)	17,5 (175)	0,05 - 0,45	сильнопучинистый	II	296			
					XI						1,80	18,0	39	28	39	1,2 (0,012)	-	1,2 (0,012)										
					XII						1,82	18,2	40	31	40	1,3 (0,013)	-	1,3 (0,013)										
7	II П	0,4 - 6,0	0,1 - 4,1	Песок средней крупности, серый с различными оттенками, малой и средней степени водонасыщения, средней плотности, с включением гальки 3-4%, гравия 5-10%.	Xn	0,63	0,10	-	0,44	2,78	1,87	36	36	36	1,3 (0,013)	1,2 (0,012)	1,3 (0,013)	28,2 (282)	14,6 (146)	32,0 (320)	14,6 (146)	0,16 - 0,56	слабопучинистый	II	296			
					XI						1,81	18,1	32	32	32	1,1 (0,011)	1,1 (0,011)	1,1 (0,011)										
					XII						1,83	18,3	34	36	34	1,2 (0,012)	1,2 (0,012)	1,2 (0,012)										
8	II П	0,7 - 7,78	0,1 - 1,7	Песок гравелистый, серый с различными оттенками, малой степени водонасыщения, средней плотности, с включением валунов размером до 0,5м в поперечнике 2-3%, гальки 25%, гравия 10-15%.	Xn	0,66	0,08	-	0,28	2,80	1,77	40	-	40	1,2 (0,012)	-	1,2 (0,012)	30,2 (302)	-	-	30,2 (302)	0,10 - 0,90	слабопучинистый	II	296			
					XI						1,69	16,9	39	-	39	0,9 (0,009)	-	0,9 (0,009)										
					XII						1,72	17,2	39	-	39	1,1 (0,011)	-	1,1 (0,011)										
9	II П	0,1 - 3,0	0,1 - 3,0	Гравийно-галечниковый грунт: содержание валунов размером до 0,5м в	Xn	0,38	0,09	-	0,78	2,85	2,32	37	-	37	13,1 (0,131)	-	13,1 (0,131)	31,1 (311)	29,0 (290)	-	29,0 (290)	0,03 - 1,00	пучинистый	II	66			

12	eI II	вскрытая 3,7-10,8	0,1-8,3	Супесь дресвяная, реже суглинок дресвяный, твердой, реже пластичной, консистенции, серая с различными оттенками, с включением глыб размером до 0,5м в поперечнике 3%, щебня 15%, дресвы 15-20%.	Xn	0,72	0,17	-0,44	0,74	2,94	2,02	30	29	30	35,1 (0,351)	42,6 (0,426)	35,1 (0,351)	28,2 (282)	-	26,5 (265)	28,2 (282)	0,02 -0,06	сильнопучинистый	III	36г					
					XI																									
					XII																									
13	eI II	2,6-11,6	0,1-4,9	Песок средней крупности, серый с различными оттенками, разной степени водонасыщения, средней плотности, с включением щебня 3-4%, дресвы 10%.	Xn	0,64	0,14	-	0,60	3,03	2,08	37	27	37	21,5 (0,215)	29,6 (0,296)	21,5 (0,215)	16,9 (169)	-	22,9 (229)	16,9 (169)	0,11 -0,46	слабопучинистый	II	29в					
					XI																									
					XII																									
14	eI II	0,7-3,6	0,2-1,1	Песок гравелистый, серый с различными оттенками, разной степени водонасыщения, средней плотности, с включением глыб размером до 0,5м в поперечнике 1-2%, щебня 10-15%, дресвы 20%.	Xn	0,61	0,12	-	0,67	2,97	2,17	29	28	29	33,4 (0,334)	38,8 (0,388)	33,4 (0,334)	31,9 (0,319)	-	23,4 (234)	31,9 (0,319)	0,11 -0,90	слабопучинистый	II	29в					
					XI																									
					XII																									
15	eI II	вскрытая 2,6-10,0	0,1-9,7	Дресвяно-щебенистый грунт: содержание глыб размером до 0,5м в поперечнике 20%, щебня 30-35%, дресвы 10-15%, заполнитель - супесь твердая, песок разной крупности. Грунт серый с различными оттенками, разной степени водонасыщения.	Xn	0,44	0,12	-0,79	0,75	2,94	2,28	33	-	33	26,2 (0,262)	-	26,2 (0,262)	23,9 (239)	-	-	23,9 (239)	0,02 -0,91	сильнопучинистый	II	6г					
					XI																									
					XII																									
16а	AR	0,2-3,4	с покрове	Скальный грунт: гранито-гнейс серый, мелкозернистый, средней прочности, неразмягчаемый, сильнотрещиноватый (RQD=32%)	Xn						2,79										26,2 (262,1)	II	19в							
					XI																					24,9 (249,0)				

16 6	вскрытая 1,4-18,1	х н о с т и - 1 0, 0	Скальный грунт: гранито-гнейс серый, мелкозернистый, прочный, неразмягчаемый, слаботрещиноватый (RQD=84%)	XII	2,77	27, 7															25,4 (254,1))					
		Xn		2,82																		90,8 (907,7)				
		XI		2,80	28, 0																	86,9 (868,7)	I			19е
		XII	2,81	28, 1																88,4 (883,5)						
Методика определения свойств грунтов (ГОСТ, метод и др.) или источник получения (арх.№, СП и др.)		Визуально в полевых условиях и лабораторно		ГОСТ 5180-2015		СП 22.13330.2016	ГОСТ 12248-2010	СП 22.13330.2016	ГОСТ 12248-2010	СП 22.13330.2016	ГОСТ 12248-2010	ГОСТ 20276-2012	СП 22.13330.2016	СП 22.13330.2016	ГОСТ 21153.3-85	ГОСТ 24941-81	СП 24.13330.2011	ГОСТ 25584-2016	22.13330.2016 СП	СП 14.13330.2018						

Примечания:

1 Рекомендуемые расчетные значения характеристик действительны для непромороженных и незамоченных грунтов при условии сохранения их природного сложения.

2 Xn – нормативное значение; XI – для расчетов по несущей способности; XII – для расчетов по деформации.

3 * - Значения характеристик приведены по результатам изысканий ООО "СевИнжГео" в 2019-2021 г.г. (шифр 5102-19030-ИИ-01-ИГИ1, арх. № 19012-2.3).

3.7 Уровень грунтовых вод, их химический состав, агрессивность грунтовых вод и грунта по отношению к материалам, используемым при строительстве подземной части объекта капитального строительства

3.7.1 Площадка объекта ПНС-2

Гидрогеологические условия площадки характеризуются наличием одного водоносного горизонт, приуроченного к рыхлой толще отложений и вскрытого на глубине от 1,0 до 2,1 м от дневной поверхности. Воды безнапорные, открытого типа. Водоупором служат скальные грунты (AR-PZ). По химическому составу класс подземных вод – гидрокарбонатный, в единичном случае - сульфатный; группа – натриевая, тип – первый, в единичном случае - второй. Воды пресные (сухой остаток от 108,23 до 738,61 мг/дм³), мягкие, умеренно жесткие, жесткие (общая жесткость от 0,587 до 6,921 мг-экв./дм³), кислые, щелочные (рН от 6,57 до 8,09). Питание водоносного горизонта происходит за счет атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет сброса за пределы площадки.

На территории аварийной ёмкости № 1 расположен искусственный пруд-отстойник размерами, примерно, 65 x 35 м. По химическому составу класс поверхностных вод пруда-отстойника – гидрокарбонатный, группа – натриевая, тип – первый. Воды пресные (сухой остаток 1104,59 мг/дм³), умеренно жесткие (общая жесткость 5,591 мг-экв./дм³), щелочные (рН 7,36). Питание водоносного горизонта происходит за счет сброса технической воды и атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет испарения воды с поверхности.

Коррозионная агрессивность грунтов приведены в таблицах 6, 7. Агрессивные и коррозионные свойства грунтовых вод приведены в таблице 8.

Таблица 6 Коррозионная агрессивность грунтов в соответствии с табл.1 ГОСТ 9.602-2016

Показатель коррозионной агрессивности	Значение показателя, от - до	Коррозионная агрессивность
По отношению к углеродистой стали		
Удельное электрическое сопротивление, Ом*м, определенное в лабораторных условиях	58,50 - 999,9	низкая
Средняя плотность катодного тока, А/м ²	0,019 – 0,24	высокая
Примечание - В соответствии с табл. X5 СП 28.13330.2017 степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод для средне- и сильнофильтрующих грунтов (при K _ф свыше 0,1 м/сут) на металлические конструкции – среднеагрессивная		

Таблица 7 Степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод на бетонные и железобетонные в соответствии с табл. В1, В2 СП 28.13330.2017

Показатель агрессивности, мг на 1кг грунта	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости			
		W4	W6	W8	W10-14
На бетонные конструкции					
Содержание сульфатов, мг/кг, в пересчете на ионы SO ₂₋₄ для:	10-221				
а) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
б) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108 с содержанием в клинкере С3S не более 65 %, С3А - не более 7 %, С3А + С4АФ - не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
в) Сульфатостойкого цемента по ГОСТ 22266-76		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
На арматуру в железобетонных конструкциях					
Содержание хлоридов, мг/кг	13,8540,83	неагресс.		неагресс.	неагресс.

Таблица 8 Степень агрессивного воздействия на бетонные конструкции подземных вод в условиях средне- и сильнофильтрующих грунтов (при K_ф больше 0,1 м/сут) в соответствии с табл. В.3, В.4, В.5, Г.2, X.5 СП 28.13330.2017

Показатель агрессивности	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости			
		W4	W6	W8	W10-W12
Бикарбонатная щелочность, (НСО ₃), мг-экв/дм ³	1,10-5,94	неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
Водородный показатель (рН)	6,57-8,09	неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.

Показатель агрессивности	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости			
		W4	W6	W8	W10-W12
Содержание агрессивной углекислоты ($\text{CO}_2_{\text{агр.}}$), мг/дм ³	0,00-60,50	средне агрессив.	слабо агрессив	неагресс.	
Содержание магниезальных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион Mg^{2+}	2,67-45,16	неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
Содержание аммонийных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион NH_4^+	0,08-1,28	неагресс.	неагресс.	неагресс.	
Содержание едких щелочей, мг/дм ³ , в пересчете на ионы Na^+ и K^+	24,76-153,60	неагресс.	неагресс.	неагресс.	
Содержание сульфатов, мг/дм ³ , в пересчете на ионы SO_{2-4} для:	12,35-288,05				
а) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
б) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108 с содержанием в клинкере С3S не более 65 %, С3А - не более 7 %, С3А + С4АF - не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
в) Сульфатостойкого цемента по ГОСТ 22266-76		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.

Примечание - По содержанию хлоридов в пересчете на ион Cl^- (от 7,23 до 27,53 мг/дм³) степень агрессивного воздействия на арматуру железобетонных конструкций - неагрессивная при постоянном погружении и периодическом смачивании.

3.7.2 Площадка объекта НОВ-3

Гидрогеологические условия исследуемой площадки следует характеризовать как сложные в зависимости от времени проведения изысканий и соответственно в процессе проведения строительства.

В зимний период проведения работ гидрогеологические условия характеризовались наличием одного водоносного горизонта, приуроченного к рыхлой толще отложений и вскрытого на глубине от 8,2 до 11,6 м от дневной поверхности. Воды безнапорные, открытого типа. Водоупором служат скальные грунты (AR-PZ). По химическому составу класс подземных вод – гидрокарбонатный; группа – натриевая-кальциевая, тип – первый-второй. Воды пресные (сухой остаток от 89,86 до 297,86 мг/дм³), мягкие, умеренно жесткие (общая жесткость от 0,704 до 3,597 мг-экв./дм³), щелочные (рН от 7,49 до 7,67). Питание водоносного горизонта происходит за счет атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет сброса за пределы площадки.

В летний период проведения работ, в пик интенсивного снеготаяния, при проходке шурфов, на глубине от 2,1 до 2,2 м от дневной поверхности, был вскрыт водоносный горизонт типа «верховодка». Воды безнапорные, открытого типа. Водоупором служат моренные (gIII) и элювиальные (eIII) грунты. Питание водоносного горизонта происходит за счет интенсивного снеготаяния и атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет сброса за пределы площадки. По химическому составу класс подземных вод – хлоридный; группа – натриевая, тип – первый. Воды пресные (сухой остаток 51,64 мг/дм³), мягкие (общая жесткость 0,209 мг-экв/дм³), кислые (рН 6,23).

Коррозионная агрессивность грунтов приведена в таблицах 9, 10. Агрессивные и коррозионные свойства подземных вод – в таблицах 11, 12.

Таблица 9 Коррозионная агрессивность грунтов в соответствии с табл.1 ГОСТ 9.602-2016

Показатель коррозионной агрессивности	Значение показателя, от - до	Коррозионная агрессивность
По отношению к углеродистой стали		
Удельное электрическое сопротивление, Ом*м, определенное в лабораторных условиях	548,8 - 999,9	низкая
Средняя плотность катодного тока, А/м ²	0,022 – 0,078	средняя
Примечание - В соответствии с табл. X5 СП 28.13330.2012 степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод для средне- и сильнофильтрующих грунтов (при Кф свыше 0,1 м/сут) на металлические конструкции – среднеагрессивная.		

Таблица 10 Степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод на бетонные и железобетонные в соответствии с табл. В1, В2 СП 28.13330.2017

Показатель агрессивности, мг на 1кг грунта	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости			
		W4	W6	W8	W10-14
На бетонные конструкции					
Содержание сульфатов, мг/кг, в пересчете на ионы SO ₂₋₄ для:	62-106				
а) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
б) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108 с содержанием в клинкере С3S не более 65 %, С3А - не более 7 %, С3А + С4АФ - не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
в) Сульфатостойкого цемента по ГОСТ 22266-76		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
На арматуру в железобетонных конструкциях					
Содержание хлоридов, мг/кг	18,11-35,86	неагресс.		неагресс.	неагресс.

Таблица 11 Степень агрессивного воздействия на бетонные конструкции подземных вод I – ого водоносного горизонта (верховодка) в условиях средне- и сильнофильтрующих грунтов (при К_ф больше 0,1 м/сут) в соответствии с табл. В.3, В.4, В.5, Г.2, X.5 СП 28.13330.2017

Показатель агрессивности	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости			
		W4	W6	W8	W10-W12
Бикарбонатная щелочность, (НСО ₃), мг-экв/дм ³	0,22	слабо-агресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.

Показатель агрессивности	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости			
		W4	W6	W8	W10-W12
Водородный показатель (рН)	6,23	слабо-агресс.	неагресс.	неагресс.	не-агресс.
Содержание агрессивной углекислоты (CO ₂ агр.), мг/дм ³	24,20	слабо-агресс.	неагресс.	неагресс.	
Содержание магниезиальных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион Mg ₂₊	0,85	неагресс.	неагресс.	неагресс.	не-агресс.
Содержание аммонийных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион NH ₄₊	1,91	неагресс.	неагресс.	неагресс.	
Содержание едких щелочей, мг/дм ³ , в пересчете на ионы Na+ и K+	12,60	неагресс.	неагресс.	неагресс.	
Содержание сульфатов, мг/дм ³ , в пересчете на ионы SO ₂₋₄ для:	12,35				
а) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108		неагресс.	неагресс.	неагресс.	не-агресс.
б) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108 с содержанием в клинкере C3S не более 65 %, C3A - не более 7 %, C3A + C4AF - не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.	не-агресс.
в) Сульфатостойкого цемента по ГОСТ 22266-76		неагресс.	неагресс.	неагресс.	не-агресс.

Примечание - По содержанию хлоридов в пересчете на ион Cl⁻ (13,77 мг/дм³) степень агрессивного воздействия на арматуру железобетонных конструкций - неагрессивная при постоянном погружении и периодическом смачивании.

Таблица 12 Степень агрессивного воздействия на бетонные конструкции подземных вод II –ого водоносного горизонта в условиях средне- и сильнофильтрующих грунтов (при K_ф больше 0,1 м/сут) в соответствии с табл. В.3, В.4, В.5, Г.2, Х.5 СП 28.13330.2017

Показатель агрессивности	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости			
		W4	W6	W8	W10-W12
Бикарбонатная щелочность, (НСО ₃), мг-экв/дм ³	3,08-0,88	слабоагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
Водородный показатель (рН)	7,49-7,67	неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
Содержание агрессивной углекислоты (CO ₂ агр.), мг/дм ³	0,0-12,10	неагресс.	неагресс.	неагресс.	
Содержание магниезиальных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион Mg ₂₊	3,80-20,43	неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
Содержание аммонийных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион NH ₄₊	0,04-0,84	неагресс.	неагресс.	неагресс.	
Содержание едких щелочей, мг/дм ³ , в пересчете на ионы Na+ и K+	16,46-40,21	неагресс.	неагресс.	неагресс.	

Показатель агрессивности	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости			
		W4	W6	W8	W10-W12
Содержание сульфатов, мг/дм ³ , в пересчете на ионы SO ₂₋₄ для:	24,69-90,53				
а) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
б) Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108 с содержанием в клинкере С3S не более 65 %, С3А - не более 7 %, С3А + С4АF - не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
в) Сульфатостойкого цемента по ГОСТ 22266-76		неагресс.	неагресс.	неагресс.	неагресс.
Примечание - По содержанию хлоридов в пересчете на ион Cl ⁻ (от 7,23 до 14,46 мг/дм ³) степень агрессивного воздействия на арматуру железобетонных конструкций - неагрессивная при постоянном погружении и периодическом смачивании.					

3.7.3 Площадка прочих объектов

В процессе изысканий на глубине от 0,1 до 18,4 м вскрыт водоносный горизонт, приуроченный к техногенным насыпным и намывным грунтам (tIV), биогенным (bIV), водно-ледниковым (fIII), нерасчлененным ледниковым (моренным) (gIII), элювиальным (eIII) отложениям и скальным грунтам (AR). Подземные воды безнапорные, открытого типа. Водоупор в пределах исследуемой глубины не вскрыт. Питание водоносного горизонта происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется за счет испарения и сброса за пределы площадки.

В периоды обильных дождей и интенсивного снеготаяния, возможен подъем уровня подземных вод от 0,5 до 1,0 м выше приведенного, (участками до дневной поверхности, на торфяно-болотных отложениях от 0,1 до 0,3 м выше мохового покрова) и образование верховодки в песках и крупнообломочных грунтах техногенных, водно-ледниковых и элювиальных отложений на поверхности нерасчлененных ледниковых (моренных), глинистых элювиальных отложений и скальных грунтов, а также в верхней части разреза нерасчлененных ледниковых (моренных) отложений.

По химическому составу класс подземных вод – гидрокарбонатный, сульфатный, группа – натриевая, кальциевая, тип – первый, второй. Воды слабopесные, пресные (сухой остаток от 67,01 до 1227,04 мг/дм³), мягкие, умеренно жесткие (общая жесткость от 0,316 до 10,66 мг-экв/дм³), щелочные, кислые (рН от 5,67 до 8,09 мг/дм³).

Коррозионная агрессивность грунтов приведена в таблицах 13 – 16 для объекта Шандорный колодец и 17 – 19 для объекта Водоотводящие железобетонные коллекторы. Агрессивные и коррозионные свойства подземных вод – в таблицах 20, 21 и 22, 23, соответственно.

Таблица 13 Коррозионная агрессивность грунтов по отношению к углеродистой и низколегированной стали на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция». (Шандорный колодец) в соответствии с табл.1 ГОСТ 9.602-2016

Показатель коррозионной агрессивности	Значение показателя, от - до	Коррозионная агрессивность
Удельное электрическое сопротивление, Ом*м, определенное в лабораторных условиях	565,5 - 999,9	низкая
Средняя плотность катодного тока, А/м ²	0,00-0,03	Низкая
Примечание - В соответствии с табл. X.5 СП 28.13330.2017 степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод для средне- и сильнофильтрующих грунтов (при K _ф свыше 0,1 м/сут) на металлические конструкции – среднеагрессивная.		

Таблица 14 Коррозионная активность грунтов по отношению к свинцовой и алюминиевой оболочкам кабелей на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция». (Шандорный колодец) в соответствии с табл. П11.1, П11.3 РД 34.20.508

Показатель коррозионной агрессивности	Значение показателя, от - до	Коррозионная активность
По отношению к свинцовой оболочке кабеля		
Водородный показатель, рН	7,16-7,51	средняя
Органические вещества (гумус), %	0,0043-0,0047	низкая
Нитрат-ион, %	0,0003-0,0005	средняя
По отношению к алюминиевой оболочке кабеля		
Водородный показатель, рН	7,16-7,51	средняя
Хлор-ион, %	0,0014-0,0028	средняя
Ион железа, %	0,0003-0,0006	низкая

Таблица 15 Степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод на бетон на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция». (Шандорный колодец) в соответствии с табл. В.1 СП 28.13330.2017

Группа цементов по сульфатостойкости	Показатель агрессивности, мг на 1кг грунта	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости		
			W4	W6	W8
	Содержание сульфатов в пересчете на ионы SO ₂₋₄ для:	57-182			
I	Портландцемента, не вошедшего в группу II		неагресс.	неагресс.	неагресс.
II	Портландцемента с содержанием в клинкере С3S не более 65 %, С3А не более 7 %, С3А + С4АF не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.
III	Сульфатостойкого цемента		неагресс.	неагресс.	неагресс.

Таблица 16 Степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод на стальную арматуру железобетонных конструкций на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция» (Шандорный колодец) в соответствии с табл. В.2 СП 28.13330.2017.

Показатель агрессивности, мг на 1кг грунта	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на стальную арматуру в бетоне марки по водопроницаемости		
		W4 - W6	W8 - W10	более W10
Содержание хлоридов в пересчете на Cl ⁻	27,68-28,40	неагресс.	неагресс.	неагресс.

Таблица 17 Коррозионная агрессивность грунтов по отношению к углеродистой и низколегированной стали на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция». (Водоотводящие железобетонные коллекторы) в соответствии с табл.1 ГОСТ 9.602-2016

Показатель коррозионной агрессивности	Значение показателя, от - до	Коррозионная агрессивность
Удельное электрическое сопротивление, Ом*м, определенное в лабораторных условиях	240,0-999,9	низкая
Средняя плотность катодного тока, А/м ²	0,01-0,10	Средняя

Показатель коррозионной агрессивности	Значение показателя, от - до	Коррозионная агрессивность
Примечание - В соответствии с табл. X.5 СП 28.13330.2017 степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод для средне- и сильнофильтрующих грунтов (при Кф свыше 0,1 м/сут) на металлические конструкции – среднеагрессивная.		

Таблица 18 Степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод на бетон на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция». (Водоотводящие железобетонные коллекторы) в соответствии с табл. В.1 СП 28.13330.2017

Группа цементов по сульфатостойкости	Показатель агрессивности, мг на 1кг грунта	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости		
			W4	W6	W8
	Содержание сульфатов в пересчете на ионы SO ₂₋₄ для:	57-182			
I	Портландцемента, не вошедшего в группу II		неагресс.	неагресс.	неагресс.
II	Портландцемента с содержанием в клинкере С3S не более 65 %, С3А не более 7 %, С3А + С4АF не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.
III	Сульфатостойкого цемента		неагресс.	неагресс.	неагресс.

Таблица 19 Степень агрессивного воздействия грунтов выше уровня подземных вод на стальную арматуру железобетонных конструкций на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция» (Водоотводящие железобетонные коллекторы) в соответствии с табл. В.2 СП 28.13330.2017.

Показатель агрессивности, мг на 1кг грунта	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на стальную арматуру в бетоне марки по водопроницаемости		
		W4 - W6	W8 - W10	более W10
Содержание хлоридов в пересчете на Cl-	25,21-28,40	неагресс.	неагресс.	неагресс.

Таблица 20 Степень агрессивного воздействия на бетон подземных вод в грунтах с K_f свыше 0,1 м/сут на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция» (Шандорный колодец) в соответствии с табл. В.3, В.4 СП 28.13330.2017

	Показатель агрессивности	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водопроницаемости		
			W4	W6	W8
Группа цементов по сульфатостойкости	Бикарбонатная щелочность, (HCO_3) , мг-экв/дм ³	0,66 - 2,20	слабоагр.	-	-
	Водородный показатель (рН)	7,32 - 7,63	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание агрессивной углекислоты $(\text{CO}_2 \text{ агр.})$, мг/дм ³	4,84 - 24,20	слабоагр.	неагресс.	неагресс.
	Содержание магниезиальных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион Mg^{2+}	1,90 - 5,68	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание аммонийных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион NH_4^+	0,69 - 1,18	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание едких щелочей, мг/дм ³ , в пересчете на ионы Na^+ и K^+	21,27 - 41,93	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание сульфатов, мг/дм ³ , в пересчете на ионы SO_{2-4} для:	8,23 - 18,52			
	I	Портландцемента, не вошедшего в группу II		неагресс.	неагресс.
II	Портландцемента с содержанием в клинкере С3S не более 65 %, С3А не более 7 %, С3А + С4АF не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.
III	Сульфатостойкого цемента		неагресс.	неагресс.	неагресс.
<p>Примечания:</p> <p>В соответствии с табл. Г.1 СП 28.13330.2017 степень агрессивного воздействия на стальную арматуру железобетонных конструкций для бетонов марки по водонепроницаемости не ниже W6 в зоне переменного уровня воды и капиллярного подсоса в грунте с коэффициентом фильтрации 0,1 м/сут и более по содержанию хлоридов в пересчете на ион Cl^- (14,69 - 22,04 мг/дм³) - неагрессивная.</p> <p>В соответствии с табл. X.5 СП 28.13330.2017 степень агрессивного воздействия грунтов ниже уровня подземных вод на металлические конструкции – слабоагрессивная.</p>					

Таблица 21 Коррозионная активность подземных вод по отношению к свинцовой и алюминиевой оболочкам кабелей на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция» (Шандорный колодец) в соответствии с табл. П11.2, П11.4 РД 34.20.508

Показатель коррозионной агрессивности	Значение показателя, от - до	Коррозионная активность
По отношению к свинцовой оболочке кабеля		
Водородный показатель, рН	7,32 - 7,63	средняя
Общая жесткость, мг-экв/дм ³	0,316 - 1,169	высокая
Органические вещества (гумус), мг/ дм ³	3,52 - 11,20	низкая
Нитрат-ион, мг/дм ³	0,45 - 0,61	низкая
По отношению к алюминиевой оболочке кабеля		
Водородный показатель, рН	7,32 - 7,63	средняя
Хлор-ион, мг/дм ³	14,69 - 22,04	средняя
Ион железа, мг/дм ³	0,38 - 0,55	низкая

Таблица 22 Степень агрессивного воздействия на бетон подземных вод в грунтах с K_f свыше 0,1 м/сут на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция» (Водоотводящие железобетонные коллекторы) в соответствии с табл. В.3, В.4 СП 28.13330.2017

	Показатель агрессивности	Значение показателя, от - до	Степень агрессивного воздействия на бетон марки по водонепроницаемости		
			W4	W6	W8
Группа цементов по сульфатостойкости	Бикарбонатная щелочность, (HCO_3) , мг-экв/дм ³	1,10 - 2,61	неагресс.	-	-
	Водородный показатель (рН)	6,57 - 7,63	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание агрессивной углекислоты $(\text{CO}_2 \text{ агр.})$, мг/дм ³	4,84 - 8,47	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание магниевых солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион Mg^{2+}	1,90 - 19,61	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание аммонийных солей, мг/дм ³ , в пересчете на ион NH_4^+	0,13- 1,18	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание едких щелочей, мг/дм ³ , в пересчете на ионы Na^+ и K^+	26,14 - 41,93	неагресс.	неагресс.	неагресс.
	Содержание сульфатов, мг/дм ³ , в пересчете на ионы SO_4 для:	8,23 - 115,22			
	I	Портландцемента, не вошедшего в группу II		неагресс.	неагресс.
II	Портландцемента с содержанием в клинкере C_3S не более 65 %, C_3A не более 7 %, $\text{C}_3\text{A} + \text{C}_4\text{AF}$ не более 22 % и шлакопортландцемент		неагресс.	неагресс.	неагресс.
III	Сульфатостойкого цемента		неагресс.	неагресс.	неагресс.
<p>Примечания: В соответствии с табл. Г.1 СП 28.13330.2017 степень агрессивного воздействия на стальную арматуру железобетонных конструкций для бетонов марки по водонепроницаемости не ниже W6 в зоне переменного уровня воды и капиллярного подсоса в грунте с коэффициентом фильтрации 0,1 м/сут и более по содержанию хлоридов в пересчете на ион Cl^- (9,38 - 36,73 мг/дм³) - неагрессивная.</p>					

В соответствии с табл. X.5 СП 28.13330.2017 степень агрессивного воздействия грунтов ниже уровня подземных вод на металлические конструкции – слабоагрессивная.

Таблица 23 Коррозионная активность подземных вод по отношению к свинцовой и алюминиевой оболочкам кабелей на объекте: «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция» (Водоотводящие железобетонные коллекторы) в соответствии с табл. П11.2, П11.4 РД 34.20.508

Показатель коррозионной агрессивности	Значение показателя, от - до	Коррозионная активность
По отношению к свинцовой оболочке кабеля		
Водородный показатель, рН	6,57 - 7,63	средняя
Общая жесткость, мг-экв/дм ³	0,70 - 4,13	высокая
Органические вещества (гумус), мг/ дм ³	3,52 – 11,20	низкая
Нитрат-ион, мг/дм ³	0,24 - 0,61	низкая
По отношению к алюминиевой оболочке кабеля		
Водородный показатель, рН	6,57 - 7,63	средняя
Хлор-ион, мг/дм ³	9,38 - 36,73	средняя
Ион железа, мг/дм ³	0,11 - 0,55	низкая

4 Конструктивные и технические характеристики объектов научно-технического сопровождения

4.1 Пульпонасосная станция № 2 (ПНС-2)

Наземные конструкции Пульпонасосной станции ПНС-2 выполнены в металлическом каркасе. Здание имеет следующие характеристики:

- прямоугольное с размерами в плане 36х72 м, в торце основного здания располагается двухэтажная пристройка с размерами в плане 12х18,4 м;
- высота до верха стропильных конструкций основного здания 28 м, пристройки 13,4 м;
- основное сооружение одноэтажное, однопролетное $L = 36,0$ м;
- шаг колонн – 6,0 м;
- ограждающие конструкции стен трехслойные сэндвич-панели, конструкция покрытия – легкая рулонная кровля с эффективным утеплителем;
- пульпонасосная станция оборудована мостовым электрическим краном г/п $Q = 50/10$ т.

Конструктивная схема каркаса основного сооружения – рамно-связевая. Устойчивость в поперечном направлении обеспечена поперечными рамами, с жестким сопряжением колонн с фундаментами и шарнирным примыканием ригелей покрытия в виде ферм к колоннам. Устойчивость в продольном направлении обеспечена вертикальными связями, установленными по наружным граням колонн. Общая жесткость сооружения обеспечена системой горизонтальных связей в уровне верхних и нижних поясов ферм, вертикальными продольными связями между фермами и жесткостью профилированного настила покрытия.

Конструктивная схема пристройки выполнена по рамно-связевой схеме. Устойчивость в поперечном направлении обеспечена поперечными рамами, с жестким примыканием ригелей перекрытия и покрытия к колоннам, и шарнир-

ным опиранием колонн на фундаменты. Устойчивость в продольном направлении обеспечена вертикальными связями, установленными по наружным граням колонн, а также жестким сопряжением колонн с фундаментами на пересечении оси 15 и осей А/1, А/2, и шарнирным опиранием остальных колонн на фундаменты. Общая жесткость пристройки обеспечена монолитным железобетонным диском перекрытия и горизонтальными связями покрытия.

Класс сооружения КС-3, уровень ответственности здания - повышенный по ГОСТ 27751-2014.

Коэффициент надежности по ответственности – 1,1.

Степень агрессивного воздействия производственной среды на стальные и железобетонные конструкции слабоагрессивная.

Подземная часть состоит из столбчатых монолитных фундаментов на естественном основании, под кирпичные стены предусмотрены ленточные монолитные фундаменты.

По данным инженерно-геологических изысканий, под подошвой фундаментов пульпонасосной станции № 2 залегают:

- ИГЭ-2. Щебенистый грунт с содержанием глыб размером менее 0,5 м в поперечнике от 15 % до 45 % (в среднем 20 %), щебня размером до 10 см от 30 % до 35 %, дресвы от 10 % до 15 %, заполнитель - супесь от твердой до текучей, реже, суглинок мягкопластичный. Грунт средней степени водонасыщения и водонасыщенный.
- ИГЭ-3. Супесь пылеватая дресвяная с включением глыб размером менее 0,5 м в поперечнике 5 %, щебня размером до 10 см от 15 % до 20 %, дресвы 15 %.
- ИГЭ-5а. Оливинит сильнотрещиноватый, средней прочности.
- ИГЭ-5б. Оливинит слаботрещиноватый, прочный.

Фундаменты выполняются из бетона В25 F200 W8. Под фундаментами предусматривается устройство подготовки толщиной 100 мм из бетона класса В10. Под фундаментами, опирающимися на скальный грунт, также выполнена выравнивающая подушка из щебня фракции 20-40 мм толщиной 200 мм.

Во всех железобетонных элементах применяется арматура класса А240 и А400.

Поверхности железобетонных конструкций, соприкасающиеся с грунтом, а также бетонная подготовка обмазывается Стармекс Сил Флекс (производства фирмы "Гидрозо") или покрытием аналогом не менее чем в два слоя и в соответствии с рекомендациями производителя.

После устройства фундаментов выполняется обратную засыпка из песка для строительных работ ГОСТ 8736-2014 от средней крупности до гравелистого с послойным уплотнением слоями не более 20 см и до достижения коэффициента $k_{com} = 0,95$.

4.2 Насосная станция оборотного водоснабжения № 3 (НОВ-3)

Наземные конструкции Насосной станции оборотного водоснабжения НОВ-3 выполнены в металлическом каркасе. Здание имеет следующие характеристики:

- прямоугольное с размерами в плане 30х58,5 м, с двумя пристройками, пристройка у оси 1 - двухэтажная с размерами в плане 7,5х30 м и пристройка у оси А между осями 6-9, одноэтажная с размерами в плане 18х9,5 м;
- высота до верха стропильных конструкций основного здания между осями 2-12 составляет 15,0 м, пристройки у оси 2 составляет 10 м, пристройки у оси А составляет 6,8 м;
- сооружение одноэтажное, однопролетное $L = 30,0$ м;
- шаг колонн – 6,0 м и 4,5;
- ограждающие конструкции стен трехслойные сэндвич-панели, конструкция покрытия – легкая рулонная кровля с эффективным утеплителем;
- сооружение оборудовано мостовым электрическим краном г/п $Q = 10$ т.

Конструктивная схема сооружения – рамно-связевая, устойчивость в поперечном направлении обеспечена поперечными рамами между осями 2-12, с жестким сопряжением колонн с фундаментами и шарнирным примыканием ригелей покрытия в виде ферм к колоннам, по оси 1 обеспечена вертикальными связями. Жесткость в продольном направлении обеспечена вертикальными связями, установленными по наружным граням колонн вдоль осей А/1, А, Е. Общая жесткость сооружения обеспечена системой горизонтальных связей в уровне верхних и нижних поясов ферм, вертикальными продольными связями между фермами и жесткостью профилированного настила покрытия, и монолитным железобетонным диском перекрытия пристройки между осями 1-2.

Класс сооружения КС-3, уровень ответственности здания - повышенный.

Коэффициент надежности по ответственности – 1,25.

Степень агрессивного воздействия производственной среды на стальные и железобетонные конструкции слабоагрессивная.

Подземная часть состоит из столбчатых монолитных фундаментов на естественном основании, под кирпичные стены предусмотрены ленточные монолитные фундаменты.

По данным инженерно-геологических изысканий, под подошвой фундаментов насосной станции оборотного водоснабжения № 3 залегают:

- грунт насыпи - песок средней крупности для строительных работ ГОСТ 8736-2014, укладываемый с послойным уплотнением слоями не более 20 см до достижения коэффициента уплотнения $k_{com}=0,95$. Требуемые прочностные и деформационные характеристики песчаной подушки: $\varphi_{II}=30^\circ$; $c_{II}=0$ кПа; $E=30$ МПа.
- ИГЭ-2 - песок пылеватый, буровато-коричневый, средней плотности, средней степени водонасыщения, с включением гравия и гальки 2 %, $\gamma_{II}=18,3$ кН/м³; $\varphi_{II}=39,8^\circ$; $c_{II}=33,7$ кПа; $E=7,2$ МПа;
- ИГЭ-8 - щебенистый грунт: содержание глыб от 15 % до 20 %, щебня от 35 % до 40 %, дресвы 10 %, заполнитель – в основном, песок пылеватый, реже – песок средней крупности и супесь песча-

нистая, пластичной консистенции, $\gamma_{II}=25,1$ кН/м³; $\varphi_{II}=38,8^\circ$;
 $c_{II}=4,5$ кПа; $E=20,5$ МПа;

Фундаменты выполняются из бетона В25 F200 W8. Под фундаментами предусматривается устройство подготовки толщиной 100 мм из бетона класса В10.

Во всех железобетонных элементах применяется арматура класса А240 и А400.

Поверхности железобетонных конструкций, соприкасающиеся с грунтом, а также бетонная подготовка обмазывается Стармекс Сил Флекс (производства фирмы "Гидрозо") или покрытием аналогом не менее чем в два слоя и в соответствии с рекомендациями производителя.

После устройства фундаментов выполняется обратная засыпка из песка для строительных работ ГОСТ 8736-2014 от средней крупности до гравелистого с послойным уплотнением слоями не более 20 см и до достижения коэффициента $k_{com} = 0,95$.

4.3 Шандорный колодец

Шандорный колодец расположен во 2 поле хвостохранилища относится к комплексу гидротехнических сооружений, запроектирован в виде двух колодцев на общей фундаментной плите и имеет следующие характеристики:

- квадратный в плане 2,9х2,9 м (между осями);
- высота от верха фундамента 37 м;
- сооружение оборудовано талью г/п Q = 5 т.

Колодец запроектирован в цельнометаллическом каркасе, по рамной схеме. Устойчивость в продольном и поперечном направлении обеспечена поперечными рамами, с жестким примыканием ригелей-распорок к колоннам, и жестким сопряжением колонн с фундаментами.

Класс сооружения КС-3, уровень ответственности здания - повышенный.

Коэффициент надежности по ответственности – 1,25.

Степень агрессивного воздействия производственной среды на железобетонные конструкции слабоагрессивная, на стальные конструкции среднеагрессивная.

Фундамент представляет собой монолитную железобетонную плиту размером 14,0х7,0 м толщиной 2,5 м из бетона В25 F200 W8. Под фундаментами предусматривается устройство подготовки толщиной 100 мм из бетона класса В10. В фундаментной плите предусмотрены закладные детали из труб диаметром 1,4 м.

Применяется арматура класса А240 и А400.

По данным инженерно-геологических изысканий, под подошвой фундаментов залегают:

- ИГЭ-15 Дресвяно-щебенистый грунт: содержание глыб размером до 0,5 м в поперечнике 20 %, щебня от 30 % до 35 %, дресвы от 10 % до 15 %, наполнитель-супесь твердая, песок разной крупности. Грунт серый с различными оттенками, разной степени водонасыщения.

- ИГЭ-16а Скальный грунт: гранито - гнейс серый, мелкозернистый, средней прочности, неразмягчаемый, сильнотрещиноватый (RQD=32 %)

- ИГЭ-16б Скальный грунт: гранито-гнейс серый, мелкозернистый, прочный, неразмягчаемый, слаботрещиноватый (RQD=84 %)

Поверхности железобетонных конструкций, соприкасающиеся с грунтом, а также бетонная подготовка обмазывается Стармекс Сил Флекс (производства фирмы "Гидрозо") или покрытием аналогом не менее чем в два слоя и в соответствии с рекомендациями производителя.

После устройства фундамента выполняется отсыпка скальным грунтом по периметру фундамента на всю его высоту.

4.4 Водоотводящие железобетонные коллекторы

Класс сооружения КС-3, уровень ответственности здания - повышенный.

Коэффициент надежности по ответственности – 1,25.

Степень агрессивного воздействия производственной среды на железобетонные конструкции слабоагрессивная.

Коллектор представляет собой железобетонный тоннель для двух труб диаметром 1400 мм длиной 2055 м, сечением 4,0х2,5 м из бетона В25 F200 W10. Через 20 м устраиваются деформационные швы. Под сооружением предусматривается устройство подготовки толщиной 100 мм из бетона класса В10. В зоне ограждения дамбы выполняются 4 железобетонные диафрагмы на 0,75 м больше в каждую сторону от поверхности коллекторов толщиной 0,8 м с шагом 40 м.

Применяется арматура класса А240 и А400.

По данным инженерно-геологических изысканий основанием будут служить следующие грунты:

- ИГЭ-7 Песок средней крупности, серый с различными оттенками, малой и средней степени водонасыщения, средней плотности, с включением гальки от 3 % до 4 %, гравия от 5 % до 10 %.
- ИГЭ-8 Песок гравелистый, серый с различными оттенками, малой степени водонасыщения, средней плотности, с включением валунов размером до 0,5 м в поперечнике от 2 % до 3 %, гальки 25%, гравия от 10 % до 15 %.
- ИГЭ-9 Гравийно-галечниковый грунт: содержание валунов размером до 0,5 м в поперечнике 10 %, гальки 45 %, гравия от 10 % до 15 %, заполнитель - песок разной крупности (реже супесь твердая). Грунт серый с различными оттенками, разной степени водонасыщения.
- ИГЭ-10 Нерасчлененные ледниковые (моренные) отложения, представленные: гравийно-галечниковым грунтом: содержание валунов размером до 0,5 м в поперечнике от 10 % до 15 %, гальки слабой окатанности от 35 % до 40 %, гравия от 10 % до 15 %, заполнитель - супесь твердой и пластичной консистенции, пески разной крупности; супесью галечниковой (гравелистой), реже су-

глинком, твердой и пластичной консистенции, с включением валунов размером до 0,5 м в поперечнике 2 %, гальки слабой окатанности 20 %, гравия 15 %; супесью (суглинком), супесью (суглинком) с гравием, твердой, реже пластичной, консистенции, с включением гальки слабой окатанности 10 %, гравия 10 %. Отложения плотные, ниже уровня подземных вод - обводненные. Цвет морены зеленовато-серый, участками серовато-коричневый, серый.

- ИГЭ-11 Супесь (супесь с дресвой), реже суглинок, твердой, реже пластичной, консистенции, серая с различными оттенками, с включением глыб размером до 0,5 м в поперечнике 1 %, щебня 5 %, дресвы 10 %.
- ИГЭ-12 Супесь дресвяная, реже суглинок дресвяный, твердой, реже пластичной, консистенции, серая с различными оттенками, с включением глыб размером до 0,5 м в поперечнике 3 %, щебня 15 %, дресвы от 15 % до 20 %.
- ИГЭ-14 Песок гравелистый, серый с различными оттенками, разной степени водонасыщения, средней плотности, с включением глыб размером до 0,5 м в поперечнике от 1 % до 2 %, щебня от 10 % до 15 %, дресвы 20 %.
- ИГЭ-15 Дресвяно-щебенистый грунт: содержание глыб размером до 0,5 м в поперечнике 20 %, щебня от 30 % до 35 %, дресвы от 10 % до 15 %, заполнитель-супесь твердая, песок разной крупности. Грунт серый с различными оттенками, разной степени водонасыщения.
- ИГЭ-16а Скальный грунт: гранито - гнейс серый, мелкозернистый, средней прочности, неразмьгчаемый, сильнотрещиноватый (RQD=32 %)
- ИГЭ-16б Скальный грунт: гранито-гнейс серый, мелкозернистый, прочный, неразмьгчаемый, слаботрещиноватый (RQD=84 %)

Поверхности железобетонных конструкций, соприкасающиеся с грунтом, а также бетонная подготовка обмазывается Стармекс Сил Флекс (производства фирмы "Гидрозо") или покрытием аналогом не менее чем в два слоя и в соответствии с рекомендациями производителя.

После устройства коллекторов выполняется обратная засыпка хвостами с уплотнением и скальным грунтом.

5 Результаты научно-технического сопровождения

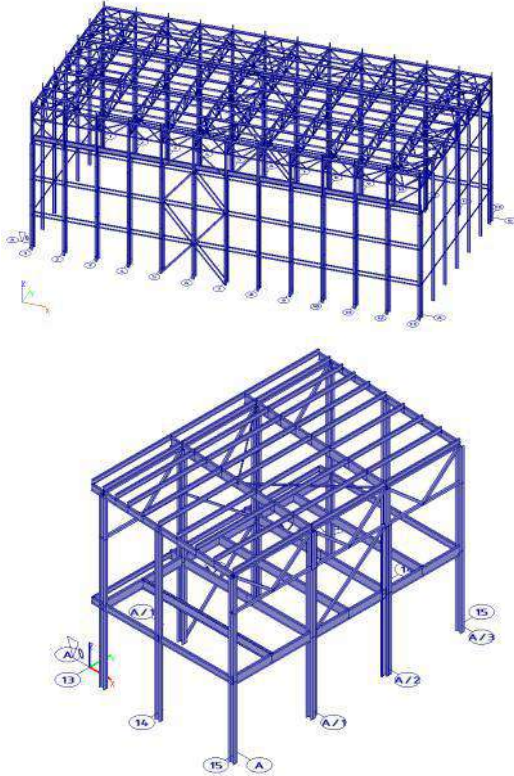
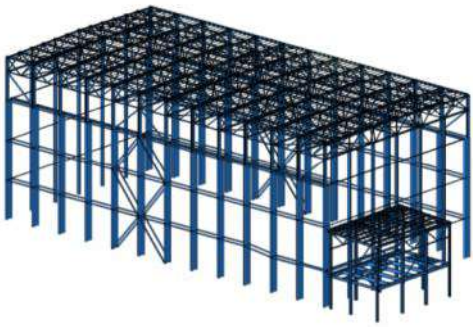
В ходе научно-технического сопровождения рассматривалась предоставленная Заказчиком проектная документация и материалы инженерных изысканий. Для проведения научно-технического сопровождения Заказчиком были предоставлены результаты расчетов конструкций сооружений и расчетные схемы, выполненные в сертифицированном программном комплексе SCAD Office и Лира 10.12.

Дополнительно по рассматриваемому объекту проектирования повышенного уровня ответственности проводился параллельный расчет в сертифицированном программном комплексе ЛИРА-САПР в отношении объектов, рассчитанных при проектировании в программном комплексе SCAD Office, и SCAD Office в отношении монолитного железобетонного зумпфа ПНС-2, рассчитанного при проектировании в программном комплексе Лира 10.12.

Сопоставление результатов расчетов в двух сертифицированных программных комплексах подтвердило соответствие проектной документации требованиям действующих норм.

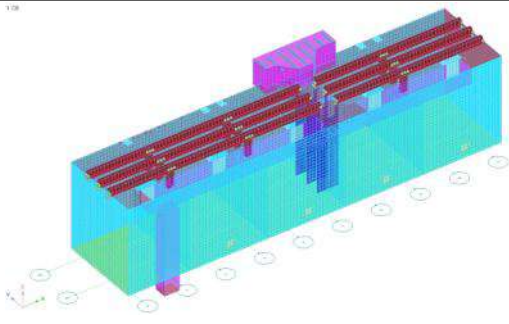
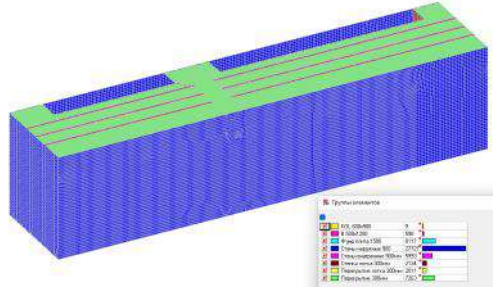
Таблица 24 Сравнительный анализ расчетов зданий и сооружений класса КСЗ, проведенных ООО «ЕвроХим-Проект» и ООО «НИПИ «ЭРКОН» по объекту «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция»

Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
Пульпонасосная станция №2 (ПНС-2)		
Конструктивная схема	Рамно-связевой каркас. <u>Для участка м/о А-Б/1-13</u> Поперечные рамы состоят из одноступенчатых колонн и стропильных ферм. Стропильные фермы шарнирно опираются на колонны. Колонны опираются жестко на фундаменты.	Рамно-связевой каркас. <u>Для участка м/о А-Б/1-13</u> Поперечные рамы состоят из одноступенчатых колонн и стропильных ферм. Стропильные фермы шарнирно опираются на колонны. Колонны опираются жестко на фунда-

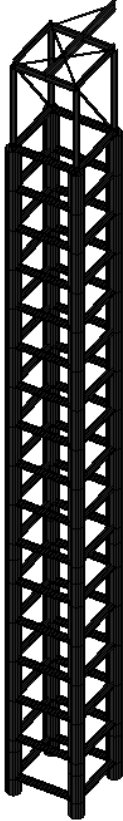
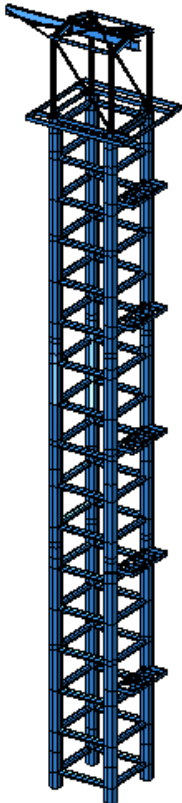
Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
	Для участка м/о А-А/3 /13-15 Соединение балок с колоннами в рамах предусмотрено жест- ким. Колонны опираются шар- нирно на фундаменты.	менты. Для участка м/о А-А/3 /13-15 Соединение балок с колонна- ми в рамах предусмотрено жестким. Колонны опираются шарнирно на фундаменты.
Общий вид схемы		
Признак системы	5 (система общего вида)	5 (система общего вида)
Внешние связи	Для участка м/о А-Б/1-13 Колонны жестко оперты на фундаменты Для участка м/о А-А/3 /13-15 Колонны шарнирно оперты на фундаменты	Для участка м/о А-Б/1-13 Колонны жестко оперты на фундаменты Для участка м/о А-А/3 /13-15 Колонны шарнирно оперты на фундаменты
Обеспечение устойчивости	Для участка м/о А-Б/1-13 Пространственная жесткость и устойчивость каркаса в попе- речном направлении обеспечи- вается жестким сопряжением колонн с фундаментами, нали-	Для участка м/о А-Б/1-13 Пространственная жесткость и устойчивость каркаса в попе- речном направлении обеспе- чивается жестким сопряжени- ем колонн с фундаментами,

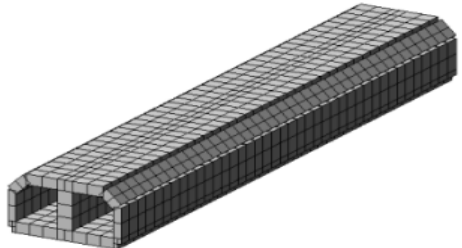
Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
	чию вертикальных связей по колоннам. <u>Для участка м/о А-А/3 /13-15</u> Пространственная жесткость и устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечивается жестким сопряжением колонн с балками покрытия и перекрытия, наличие вертикальных связей по колоннам.	наличие вертикальных связей по колоннам. <u>Для участка м/о А-А/3 /13-15</u> Пространственная жесткость и устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечивается жестким сопряжением колонн с балками покрытия и перекрытия, наличие вертикальных связей по колоннам.
Сечения элементов и марки стали	Приняты по чертежам шифра 5102-19025-П-01-КР-053.03.01-КМ; 5102-19025-П-01-КР-053.03.01-КЖ	Приняты по чертежам шифра 5102-19025-П-01-КР-053.03.01-КМ; 5102-19025-П-01-КР-053.03.01-КЖ
Нагрузки	Климатические – по СП 20.13330.2016; От ограждающих конструкций – по чертежам АР; Коэффициент надежности по ответственности 1,1	Климатические – по СП 20.13330.2016; От ограждающих конструкций – по чертежам АР; Коэффициент надежности по ответственности 1,1
Оценка сходимости результатов расчетов	Колонны: N= -1885,5 кН	Колонны: N=-1655,1 кН
	Сходимость результатов: 13,8%	
	Стропильные фермы: N _п =-1767,5/+1753,6 кН	Стропильные фермы: N _п =-1801,2/+1846,0 кН
	Сходимость результатов: 1,9...5,3%	
Результаты расчета: Максимальные перемещения	Вертикальные прогибы: стропильных ферм 103 мм	Вертикальные прогибы: стропильных ферм 100,8 мм
Выбор аварийной ситуации	Удалена колонна в осях А/1, А/6, А/7, А/8	Удалена колонна в осях А/1, А/8, А/15, А/2 /15
Насосная станция оборотного водоснабжения №3		
Конструктивная схема	Рамно-связевой каркас. Поперечные рамы состоят из одноступенчатых колонн и стропильных ферм. Стропиль-	Рамно-связевой каркас. Поперечные рамы состоят из одноступенчатых колонн и стропильных ферм. Стропиль-

Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
	ные фермы шарнирно опираются на колонны. Колонны опираются жестко на фундаменты.	ные фермы шарнирно опираются на колонны. Колонны опираются жестко на фундаменты.
Общий вид схемы		
Признак системы	5 (система общего вида)	5 (система общего вида)
Внешние связи	Колонны жестко оперты на фундаменты	Колонны жестко оперты на фундаменты
Обеспечение устойчивости	Пространственная жесткость и устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечивается жестким сопряжением колонн с фундаментами, наличие вертикальных связей по колоннам.	Пространственная жесткость и устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечивается жестким сопряжением колонн с фундаментами, наличие вертикальных связей по колоннам.
Сечения элементов и марки стали	Приняты по чертежам шифра 5102-19025-П-01-КР-053.05.02-КМ; 5102-19025-П-01-КР-053.05.02-КЖ	Приняты по чертежам шифра 5102-19025-П-01-КР-053.05.02-КМ; 5102-19025-П-01-КР-053.05.02-КЖ
Нагрузки	Климатические – по СП 20.13330.2016; От ограждающих конструкций – по чертежам АР; Коэффициент надежности по ответственности 1,25	Климатические – по СП 20.13330.2016; От ограждающих конструкций – по чертежам АР; Коэффициент надежности по ответственности 1,25
Оценка сходимости результатов расчетов	Колонны: N= -825,2 кН Сходимость результатов: 6,2%	Колонны: N= -876,5 кН

Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
	Стропильные фермы: $N_{II} = -956,2 / +1016,5$ кН	Стропильные фермы: $N_{II} = -884,7 / +914,4$ кН
	Сходимость результатов: 8,1...11,2%	
Результаты расчета: Максимальные перемещения	Вертикальные прогибы: стропильных ферм 57,1 мм	Вертикальные прогибы: стропильных ферм 54,7 мм
Выбор аварийной ситуации	Удалена колонна в осях Б/1, А/2, В/2, А/3, А/4, А/6, А/11, Б/12	Удалена колонна в осях А/7, В/2, Д/1, А/1 /7
Пульпонасосная станция №2 (ПНС-2), зумпф		
Конструктив- ная схема	Стеновая схема, состоящая из системы внешних и внутренних стен, жестко сопряженных между собой и с фундаментной плитой.	Стеновая схема, состоящая из системы внешних и внутрен- них стен, жестко сопряженных между собой и с фундамент- ной плитой.
Общий вид схемы		
Признак системы	5 (система общего вида)	5 (система общего вида)
Внешние связи	Плита на упругом основании	Плита на упругом основании
Обеспечение устойчивости	Жесткое сопряжение внешних и внутренних стен между собой и с фундаментной плитой	Жесткое сопряжение внешних и внутренних стен между со- бой и с фундаментной плитой
Сечения элементов и марки стали	Приняты по чертежам шифра 5102-19025-П-01-КР-053.03.01- КЖ	Приняты по чертежам шифра 5102-19025-П-01-КР- 053.03.01-КЖ

Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
Нагрузки	Климатические – по СП 20.13330.2016; Коэффициент надежности по ответственности 1,1	Климатические – по СП 20.13330.2016; Коэффициент надежности по ответственности 1,1
Оценка сходимости результатов расчетов	Давление по подошве фунда- ментной плиты: R= 330 кПа	Давление по подошве фунда- ментной плиты: R= 319 кПа
	Сходимость результатов: 3,4%	
	Изгибающий момент в элемен- тах фундаментной плиты: Mx=917 кНм/м	Изгибающий момент в эле- ментах фундаментной плиты: Mx=1004 кНм/м
	Сходимость результатов: 9,5%	
Шандорный колодец		
Конструктив- ная схема	<p><u>Конструктивная схема соору- жения</u> – рамный каркас. Каркас состоит из стоек и ригелей, вы- полненных из круглых труб. Узлы сопряжения стоек с риге- лями жесткие. Узлы опирания стоек на фундаменты – жесткие.</p> <p><u>Конструктивная схема надстройки</u> – рамно-связевый каркас. Каркас состоит из двух рам, состоящих из колонн и ба- лок покрытия, объединенных связями и прогонами покрытия. Узлы сопряжения балок покры- тия с колоннами приняты жест- кими, прочие узлы сопряжения элементов – шарнирные.</p>	<p><u>Конструктивная схема со- оружения</u> – рамный каркас. Каркас состоит из стоек и ри- гелей, выполненных из круг- лых труб. Узлы сопряжения стоек с ригелями жесткие. Уз- лы опирания стоек на фунда- менты – жесткие.</p> <p><u>Конструктивная схема надстройки</u> – рамно-связевый каркас. Каркас состоит из двух рам, состоящих из колонн и балок покрытия, объединен- ных связями и прогонами по- крытия. Узлы сопряжения ба- лок покрытия с колоннами приняты жесткими, прочие уз- лы сопряжения элементов – шарнирные.</p>

Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
Общий вид схемы		
Признак системы	5 (система общего вида)	5 (система общего вида)
Внешние связи	Колонны жестко сопряжены с фундаментом	Колонны жестко сопряжены с фундаментом
Обеспечение устойчивости	<p><u>Устойчивость и геометрическая неизменяемость сооружения</u> в продольном и поперечном направлениях обеспечивается жесткими узлами сопряжения стоек с ригелями и жесткими узлами опирания стоек на фундаменты.</p> <p><u>Пространственная жесткость и устойчивость надстройки</u> в поперечном направлении обеспечивается жесткими узлами сопряжения ригелей с колоннами, в продольном направлении – системами связей по колоннам и покрытию.</p>	<p><u>Устойчивость и геометрическая неизменяемость сооружения</u> в продольном и поперечном направлениях обеспечивается жесткими узлами сопряжения стоек с ригелями и жесткими узлами опирания стоек на фундаменты.</p> <p><u>Пространственная жесткость и устойчивость надстройки</u> в поперечном направлении обеспечивается жесткими узлами сопряжения ригелей с колоннами, в продольном направлении – системами связей по колоннам и покрытию.</p>

Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
Сечения элементов и марки стали	Приняты по чертежам шифр 5102-19025-П-01-КР-053.09.01-КМ; шифр 5102-19025-П-01-КР-053.09.01-КЖ	Приняты по чертежам шифр 5102-19025-П-01-КР-053.09.01-КМ; шифр 5102-19025-П-01-КР-053.09.01-КЖ
Нагрузки	Климатические – по СП 20.13330.2016; От ограждающих конструкций – по чертежам АР; Коэффициент надежности по ответственности 1,25	Климатические – по СП 20.13330.2016; От ограждающих конструкций – по чертежам АР; Коэффициент надежности по ответственности 1,25
Оценка сходимости результатов расчетов	Ригель: M=82,3 кН×м	Ригель: M=75 кН×м/м.
	Сходимость результатов: 9,7%	
	Колонна: N=-2198 кН	Стена: N=-2150 кН
Сходимость результатов: 2,2%		
Результаты расчета: Максимальные перемещения	Вертикальные прогибы: Прогон покрытия - 1,3 мм	Вертикальные прогибы: Прогон покрытия - 1,2 мм
Выбор аварийной ситуации	Отказ колонны	Отказ колонны
Водоподводящие железобетонные коллекторы		
Конструктивная схема	Стеновая. Сооружение состоит из железобетонных фундаментных плит, плит покрытия и стен.	Стеновая. Сооружение состоит из железобетонных фундаментных плит, плит покрытия и стен.
Общий вид схемы		
Признак системы	5 (система общего вида)	5 (система общего вида)

Критерий	Версия расчетов ООО «ЕвроХим-Проект» программа SCAD Office или ЛИРА 10.12	Версия расчетов ООО «НИПИ «ЭРКОН» программа ЛИРА-САПР или SCAD Office
Внешние связи	Закрепление фундаментных плит по осям X и Y связями конечной жесткости, задание по оси Z коэффициента упругого основания	Закрепление фундаментных плит по осям X и Y связями конечной жесткости, задание по оси Z коэффициента упругого основания
Обеспечение устойчивости	Пространственная жесткость и устойчивость сооружения в продольном и поперечном направлениях обеспечивается жестким сопряжением конструкций (стен, фундаментных плит, плит покрытия) между собой.	Пространственная жесткость и устойчивость сооружения в продольном и поперечном направлениях обеспечивается жестким сопряжением конструкций (стен, фундаментных плит, плит покрытия) между собой.
Сечения элементов и марки стали	Приняты по чертежам шифр 5102-19025-П-01-КР-053.12.01-КЖ	Приняты по чертежам шифр 5102-19025-П-01-КР-053.12.01-КЖ
Нагрузки	Климатические – по СП 20.13330.2016; От ограждающих конструкций – по чертежам АР; Коэффициент надежности по ответственности 1,25	Климатические – по СП 20.13330.2016; От ограждающих конструкций – по чертежам АР; Коэффициент надежности по ответственности 1,25
Оценка сходимости результатов расчетов	Плита покрытия: $N=-2272 \text{ кН/м}^2$; $M=99 \text{ кН}\times\text{м/м}$.	Плита покрытия: $N=-1990 \text{ кН/м}^2$; $M=104 \text{ кН}\times\text{м/м}$.
	Сходимость результатов: 5,1...14,1%	
	Стена: $N=-3960 \text{ кН/м}^2$;	Стена: $N=-4460 \text{ кН/м}^2$;
	Сходимость результатов: 12,6%	

По результатам сравнения проверочных расчетов, выполненных ООО «ЕвроХим-Проект» и ООО «НИПИ «ЭРКОН», можно сделать следующие выводы:

– принятые подходы по интерпретации узлов соединения основных несущих элементов, построения расчетной схемы, сбора нагрузок на элементы, проверки элементов по результатам статического расчетов едины. Расхождений не выявлено;

– расхождения усилий в основных несущих элементах находятся в пределах до 15% (максимально – 14,1%) и являются следствием различий статического расчета используемых программных комплексов;

– отличия величин коэффициентов принципиально не влияет на вывод об обеспечении несущей способности всех основных элементов здания;

Все выше обозначенные выводы позволяют считать проверочные расчеты, выполненные ООО «ЕвроХим-Проект» и ООО «НИПИ «ЭРКОН», достоверными и достаточными для подтверждения решений проектной документации, а результаты двух параллельных расчетов принципиально схожими.

6 Выводы

- В ходе проектирования использованы адекватные расчетные модели, а сами расчеты проведены с необходимой точностью.
- Чертежи и другая проектная документация соответствует результатам проверочных расчетов.
- Технические решения соответствуют требованиям действующих нормативных документов.
- Материалы проектируемых конструкций приняты в соответствии с климатическими условиями района строительства и действующими нормами.

7 Список использованных нормативных документов и литературы

- а) Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» № 384 – ФЗ от 30 декабря 2009 г.
- б) Федеральный закон «Градостроительный кодекс Российской Федерации» № 190-ФЗ от 29 декабря 2004 г.
- в) ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения».
- г) СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах».
- д) СП 16.13330.2017 «СНиП 23-II-81*. Стальные конструкции».
- е) СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия».
- ж) СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений».
- з) СП 28.13330.2012 «СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии».
- и) СП 56.13330.2011 «СНиП 31-03-2001. Производственные здания».
- к) СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
- л) СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции».
- м) СП 131.13330.2012 «СНиП 23-01-99*. Строительная климатология».

Таблица регистрации изменений

Таблица регистрации изменений								
Изм.	Номера листов (страниц)				Всего листов (страниц) в док.	Номер док.	Подп.	Дата
	измененных	замененных	новых	аннулированных				

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ
«ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЙ РЕСУРС КОНСТРУКЦИЙ»
ООО «НИПИ «ЭРКОН»

ХВОСТОВОЕ ХОЗЯЙСТВО КОВДОРСКОГО ГОКА. РЕКОНСТРУКЦИЯ

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

Заключение по научно-техническому сопровождению

Часть 2 Проверочные расчеты


20041-ДПЮ-200044-НТС2

Том 2

Директор, д.т.н. профессор

 Г.И. Белый

Главный инженер проекта

 А.А. Смирнов

Изм.	№ док.	Подп.	Дата


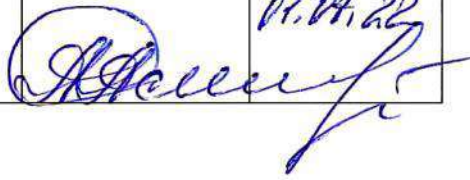


Содержание тома 2

Обозначение	Наименование	Кол. листов	Примечание
20041-ДПЮ-200044-НТС2-С	Содержание тома 2	1	
20041-ДПЮ-200044-НТС-Т.РР1	Насосная станция оборотного водоснабжения №3 (НОВ-3). Проверочные расчеты	69	
20041-ДПЮ-200044-НТС-Т.РР2	Пульпонасосная станция №2 (ПНС-2). Проверочные расчеты конструкций каркаса	63	
20041-ДПЮ-200044-НТС-Т.РР3	Пульпонасосная станция №2 (ПНС-2). Проверочные расчеты монолитного зумпфа	28	
20041-ДПЮ-200044-НТС-Т.РР4	Шандорный колодец. Проверочные расчеты	38	
20041-ДПЮ-200044-НТС-Т.РР5	Водоподводящие железобетонные коллекторы. Проверочные расчеты	25	
	<u>Общее количество листов, включенных в том</u>	224	

20041-ДПЮ-200044-НТС2-С					
Изм.	Колуч	Лист	Медок	Подп.	Дата
Разраб.		Смирнов			
Н. контр.		Смирнов			
Содержание тома 2					
Стадия		Лист		Листов	
П				1	
ООО «НИПИ «ЭРКОН», г. Санкт-Петербург					

Список исполнителей

Должность	Ф.И.О.	Подпись	Дата
Главный специалист, ответственный исполнитель проверочных расчетов	М.Ю. Кораблев		
Нормоконтролер	А.А. Смирнов		01.04.22

Содержание

1	Основные положения расчетов.....	4
2	Исходные данные для проведения проверочного расчета	6
3	Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции	7
3.1	Постоянная нагрузка	7
3.2	Снеговая нагрузка.....	8
3.3	Ветровая нагрузка.....	10
3.4	Нагрузка от веса промпроводок на покрытия	11
3.5	Технологическая нагрузка на площадках	11
3.6	Крановая нагрузка (мостовой кран)	11
4	Особенности расчетной схемы	13
5	Расчеты профилированного настила	14
5.1	Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-Е/2-12	14
5.2	Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-Е/1-2	15
5.3	Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-А/1 /6-9.....	16
6	Сбор нагрузок на конструкции здания.....	18
6.1	Постоянные нагрузки	18
6.2	Нагрузка от веса промпроводок на кровле (L5).....	21
6.3	Снеговая нагрузка (L6).....	22
6.4	Ветровая нагрузка.....	23
6.5	Технологическая нагрузка на площадках (L11).....	24
6.6	Нагрузка от мостового крана (L12-L17).....	25
7	Расчеты подкрановых балок	26
7.1	Расчёт рядовой подкрановой балки БП1 в осях 5-6.....	26
8	Расчеты конструкций покрытия	36
8.1	Проверка несущей способности прогонов покрытия	36
8.2	Проверка несущей способности рядовой фермы ФС1	37
8.3	Проверка несущей способности стропильных балок	48
9	Расчеты конструкций площадок.....	49
9.1	Проверка несущей способности балок площадки на отм. +6,000.....	49
10	Расчеты несущей способности элементов колонн и связей по колоннам 50	

10.1	Проверка элементов колонн основного каркаса	50
10.2	Проверка элементов связей по колоннам	51
11	Расчеты несущей способности фундаментов под основные колонны	52
11.1	Проверка фундамента Фм1 под колонну.....	52
11.2	Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента.....	53
11.3	Расчет давлений под подошвой фундамента по II группе предельных состояний.....	53
11.4	Расчет сечений фундамента по прочности	55
11.5	Расчет конструкции подколонника	56
11.6	Расчет основания по несущей способности	59
12	Расчет на прогрессирующее обрушение	61
12.1	Описание расчетной схемы для варианта 1	61
12.2	Проверка элементов для варианта 1	62
12.3	Описание расчетной схемы для варианта 2.....	63
12.4	Проверка элементов для варианта 2	64
12.5	Описание расчетной схемы для варианта 3.....	64
12.6	Проверка элементов для варианта 3	65
12.7	Описание расчетной схемы для варианта 4.....	66
12.8	Проверка элементов для варианта 4	67
13	Заключительная часть	68
	Таблица регистрации изменений.....	69

1 Основные положения расчетов

Проверочные расчеты основных конструкций здания насосной станции выполнены в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81*. Стальные конструкции», СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия», СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений».

Конструктивная схема здания – каркасная. Каркас образован за счет плоских поперечных рам, объединенных в продольном направлении связями.

Несущие конструкции воспринимают следующие нагрузки:

- собственный вес несущих и ограждающих конструкций;
- технологическую нагрузку на площадках;
- вес снегового покрова;
- ветровую нагрузку;
- крановую нагрузку.

Сечения конструкций приняты по проектным данным. Нагрузка от оборудования принята в соответствии с технологическими данными.

Материал конструкций в расчётах принят по проектным данным:

- сталь С245 по ГОСТ 27772-2015. В соответствии с ГОСТ 27772-2015 минимальный предел текучести для этой стали равен 235 Н/мм^2 (при толщине элемента более 4мм). Коэффициент надёжности по материалу принят $\gamma_m=1,025$;
- сталь С255 по ГОСТ 27772-2015. В соответствии с ГОСТ 27772-2015 минимальный предел текучести для этой стали равен 245 Н/мм^2 (при толщине элемента до 20мм). Коэффициент надёжности по материалу принят $\gamma_m=1,025$;
- сталь С355 по ГОСТ 27772-2015. В соответствии с ГОСТ 27772-2015 минимальный предел текучести для этой стали равен 336 Н/мм^2 (при

толщине элемента более 16мм). Коэффициент надёжности по материалу принят $\gamma_m=1,025$.

Здание насосной станции относится к категории зданий повышенного уровня ответственности, коэффициент надёжности по ответственности принят $\gamma_n=1,25$.

Статический расчет производился с использованием программного комплекса ЛИРА САПР, предназначенного для численного исследования на ЭВМ напряженно-деформированного состояния и устойчивости конструкций.

2 Исходные данные для проведения проверочного расчета

Снеговой район – V с расчетным значением веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли 3,5 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

По значению ветрового давления территория относится к II району с нормативным значением 0,30 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

Технологические нагрузки приняты в соответствии с данными Заказчика.

3 Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции

3.1 Постоянная нагрузка

Сбор постоянных нагрузок от веса конструкции покрытия и перекрытий приведен в таблице 1.

Таблица 1 Интенсивность постоянных нагрузок

Наименование	Нормативное значение нагрузки, кН/м ²	Коэф. надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки, кН/м ²
Постоянная нагрузка от веса покрытия			
Техноэласт ЭКП	0,03	1,2	0,036
Унифлекс ЭМП	0,03	1,2	0,036
Теплоизоляция LogicPIR ($\gamma=0,35$ кН/м ³ , толщина 50мм)	0,018	1,2	0,021
Теплоизоляция Технориф Н проф ($\gamma=1,2$ кН/м ³ , толщина 100мм)	0,12	1,2	0,144
Пароизоляция	0,01	1,2	0,012
Профилированный лист Н75-750-0,8	0,11	1,05	0,12
ИТОГО:	0,318		0,369
Постоянная нагрузка от веса перекрытий на отм. +6,000			
Покрытие из ЦПС ($\gamma=18$ кН/м ³ , толщина 100мм)	1,8	1,3	2,34
Монолитная плита ($\gamma=25$ кН/м ³ , толщина 143мм)	3,58	1,1	3,93
Профилированный лист Н75-750-0,8	0,11	1,05	0,12
ИТОГО:	5,49		6,39

Собственный вес несущих металлических конструкций учитывается автоматически с коэффициентом надежности по нагрузке – 1,05, для железобетонных – 1,1.

Собственный вес наружного стенового ограждения (стеновые панели толщиной 150мм по стальному каркасу) принят 0,5 кН/м², коэффициент надежности по нагрузке составляет 1,2.

3.2 Снеговая нагрузка

Расчетное значение снеговой нагрузки без учета повышенных снегоотложений принято $3,5 \text{ кН/м}^2$.

Учет повышенного снегоотложения на участке у оси 2

Перепад по конструкциям кровли у оси 2 составляет $5,75 \text{ м}$. Для дальнейших расчетов принимается величина перепада $h=5,75 \text{ м}$.

Коэффициенты μ рассчитываются по Приложению Б.8 СП 20.13330.2016 (здания с перепадом высоты).

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} \cdot (m_1 \cdot l'_1 + m_2 \cdot l'_2)$$

где $h=5,75 \text{ м}$, – высота перепада, отсчитываемая от карниза верхнего покрытия до кровли нижнего;

l'_1, l'_2 – длины участков верхнего и нижнего покрытия соответственно, с которых переносится снег в зону перепада высот, равные для покрытий:

$$l'_1 = l_1 = 58,5 \text{ м};$$

$$l'_2 = l_2 = 7,5 \text{ м};$$

m_1, m_2 – доли снега, переносимого ветром к перепаду высот, для верхнего и нижнего покрытий соответственно, для плоского покрытия с $\alpha \leq 20^\circ$ и при ширине пониженного покрытия $> 21 \text{ м} \Rightarrow m_1 = 0,4; m_2 = 0,4$

$$\mu = 1 + \frac{1}{5,75} \cdot (0,4 \cdot 58,5 + 0,4 \cdot 7,5) = 5,59 > \frac{2 \cdot h}{S_0} = \frac{2 \cdot 5,75}{0,7 \cdot 3,5} = 4,7 \Rightarrow$$

$$b = \frac{\mu - 1 + 2 \cdot m_2}{\frac{2 \cdot h}{S_0} - 1 + 2 \cdot m_2} 2h = \frac{5,59 - 1 + 2 \cdot 0,4}{4,7 - 1 + 2 \cdot 0,4} 2 \cdot 5,75 = 13,8 \text{ м} < 5h = 28,8 \text{ м и}$$

$$< 16,0 \text{ м}$$

$$b = 13,8 \text{ м}$$

$$l'_1 > l'_2 = 58,5 > 48 \text{ м}, \text{ тогда } \mu \leq 4,88 \text{ и}$$

$$\Rightarrow \mu = 4,7.$$

$$\mu_1 = 1 - 2 \cdot m_2 = 1 - 2 \cdot 0,4 = 0,2$$

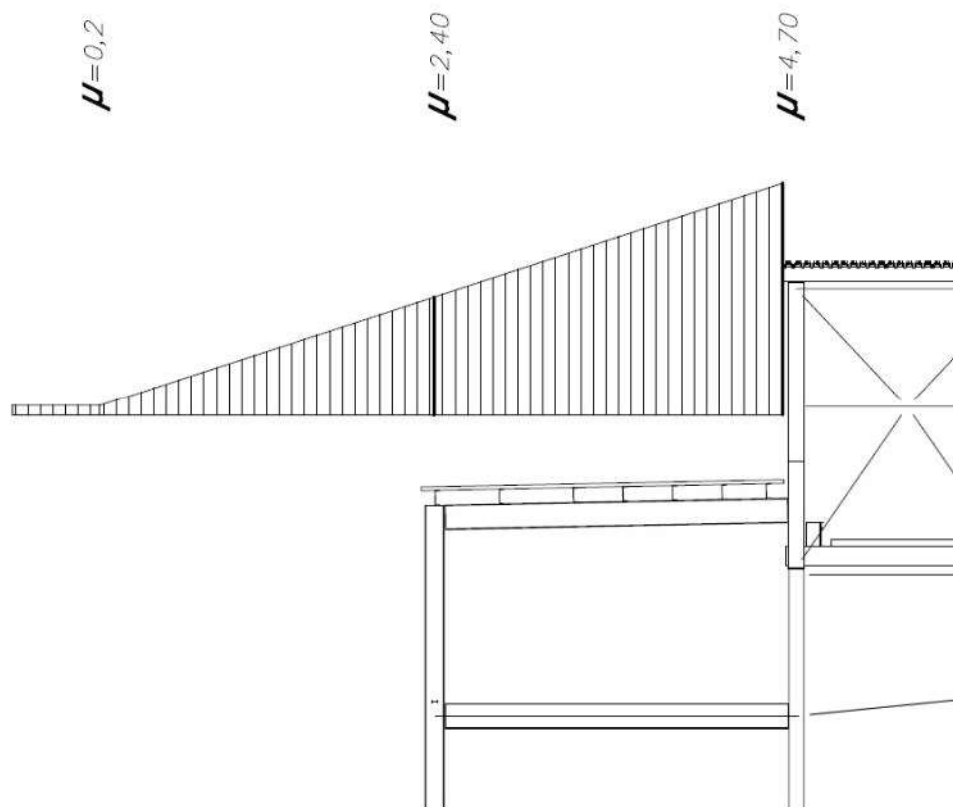


Рисунок 1 Распределение расчетной снеговой нагрузки по длине снегового мешка у оси 2

Учет повышенного снегоотложения на участке у оси А

Перепад по конструкциям кровли у оси А составляет 9,0м. Для дальнейших расчетов принимается величина перепада $h=8,0$ м.

Коэффициенты μ рассчитываются по Приложению Б.8 СП 20.13330.2016 (здания с перепадом высоты).

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} \cdot (m_1 \cdot l'_1 + m_2 \cdot l'_2)$$

где $h=8,0$ м, – высота перепада, отсчитываемая от карниза верхнего покрытия до кровли нижнего;

l'_1, l'_2 – длины участков верхнего и нижнего покрытия соответственно, с которых переносится снег в зону перепада высот, равные для покрытий:

$$l'_1 = l_1 = 30 \text{ м};$$

$$l'_2 = l_2 = 9,5 \text{ м};$$

m_1, m_2 – доли снега, переносимого ветром к перепаду высот, для верхнего и нижнего покрытий соответственно, для плоского покрытия с $\alpha \leq 20^\circ$ и при ширине пониженного покрытия < 21 м $\Rightarrow m_1 = 0,4$;

$$m_2 = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{18}{21}} \cdot \left(1 - \frac{1}{35}\right) \cdot \left(1 - \frac{0}{30}\right) = 0,450$$

$$\mu = 1 + \frac{1}{8,0} \cdot (0,4 \cdot 30 + 0,45 \cdot 9,5) = 3,03 < \frac{2 \cdot h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8}{0,7 \cdot 3,5} = 6,53 \Rightarrow$$

$$b = 2h = 2 \cdot 8 = 16\text{м}$$

$$b = 16\text{м}$$

$$l'_1 > l'_2 = 30\text{м} < 48\text{м}, \text{ тогда } \mu \leq 4,0 \text{ и}$$

$$\Rightarrow \mu = 3,03.$$

$$\mu_1 = 1 - 2 \cdot m_2 = 1 - 2 \cdot 0,45 = 0,1$$

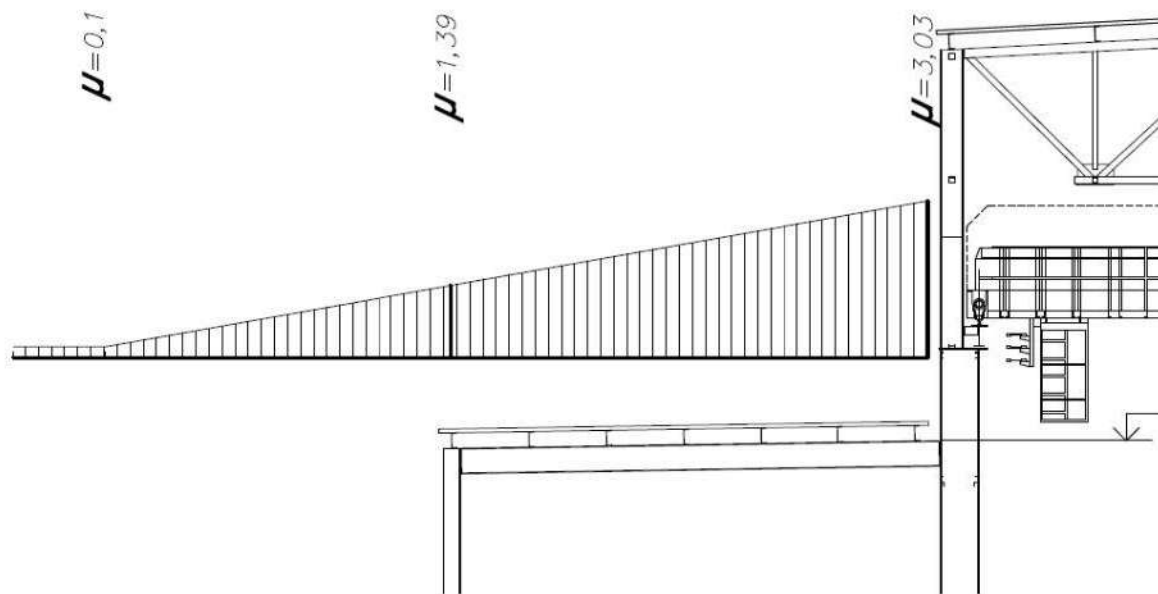


Рисунок 2 Распределение расчетной снеговой нагрузки по длине снегового мешка у оси А

3.3 Ветровая нагрузка

Нормативное значение ветровой нагрузки определяется как сумма средней и пульсационной составляющих: $w = w_m + w_p$.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c,$$

где $w_0 = 0,3$ кН/м² – нормативное значение ветрового давления для II ветрового района;

c – аэродинамический коэффициент по прил. В.1 СП 20.13330.2016.

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления, для высоты z_e и типа местности В. $Z_e = h_{\text{сооруж}} \approx 16,2$ м, тогда $k(z_e) = 0,774$

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки определяется программно.

Ветровая нагрузка прикладывается к стойкам в виде равномерно-распределённой по длине.

3.4 Нагрузка от веса промпроводок на покрытии

Нагрузка от промпроводок на покрытии принимается величиной 0,3 кН/м². Коэффициент надежности по нагрузке - 1,2.

3.5 Технологическая нагрузка на площадках

Технологическая нагрузка на площадках принимается следующей в соответствии с данными документации:

- для площадки на отм. +5,700 величиной 5 кН/м². Коэффициент надежности по нагрузке - 1,2.

3.6 Крановая нагрузка (мостовой кран)

Здание оборудовано одним мостовым однобалочным краном грузоподъемностью 10тс.

Учитывается нагрузка от одного крана $Q = 10$ тс, максимальная нормативная нагрузка на одно колесо $P_{\text{max1}}^H = 107$ кН.

Минимальные нормативные вертикальные давления на колеса крана:

$$P_{\text{min1}}^H = \frac{Q_1 + G_{\text{кр1}}}{n_0} - P_{\text{max1}}^H = \frac{98,1 + 189,3}{2} - 107 = 36,7 \text{ кН}$$

Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением тележки:

$$T_1^H = \beta \cdot \frac{Q_1 + G_{T1}}{n_0} = 0,05 \cdot \frac{98,1 + 83}{2} = 4,5 \text{ кН}$$

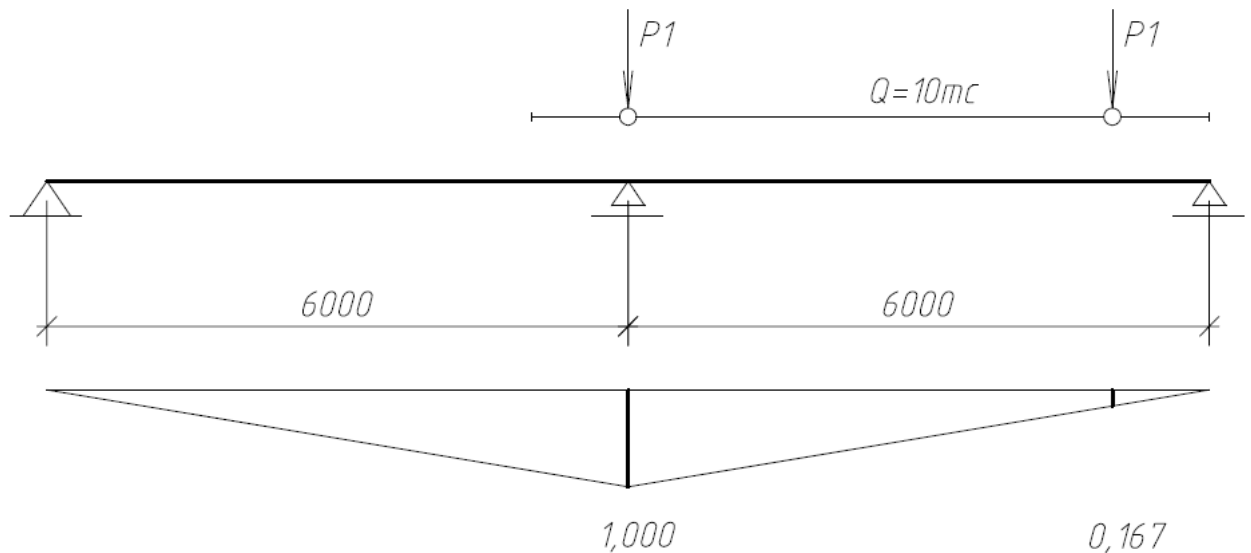


Рисунок 3 К определению нагрузок от мостового крана на колонну

Максимальная вертикальная нагрузка:

$$D_{\max 1} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum (P_i \cdot y_i) = 1,2 \cdot 1,0 \cdot (107 \cdot 0,167 + 107 \cdot 1,0) = 150 \text{ кН}$$

Минимальная вертикальная нагрузка:

$$D_{\min 1} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum (P_i \cdot y_i) = 1,2 \cdot 1,0 \cdot (36,7 \cdot 0,167 + 36,7 \cdot 1,0) = 51,4 \text{ кН}$$

Горизонтальная нагрузка от поперечного торможения тележек:

$$T_1 = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum (T_i \cdot y_i) = 1,2 \cdot 1,0 \cdot (4,5 \cdot 0,167 + 4,5 \cdot 1,0) = 6,3 \text{ кН}$$

4 Особенности расчетной схемы

Расчет несущей способности основных несущих элементов здания насосной станции произведен с использованием программного комплекса ЛИРА САПР, позволяющего учесть физическую и геометрическую нелинейность элементов конструкций.

Расчетная схема наземной части – стержневая система. Соединение ферм покрытия с колоннами предусмотрено шарнирным, опирание колонн на фундаменты предусмотрено жестким и шарнирным (только для колонн по оси А/1). Прогоны покрытия предусмотрены неразрезными. Остальные соединения в схеме приняты шарнирными.

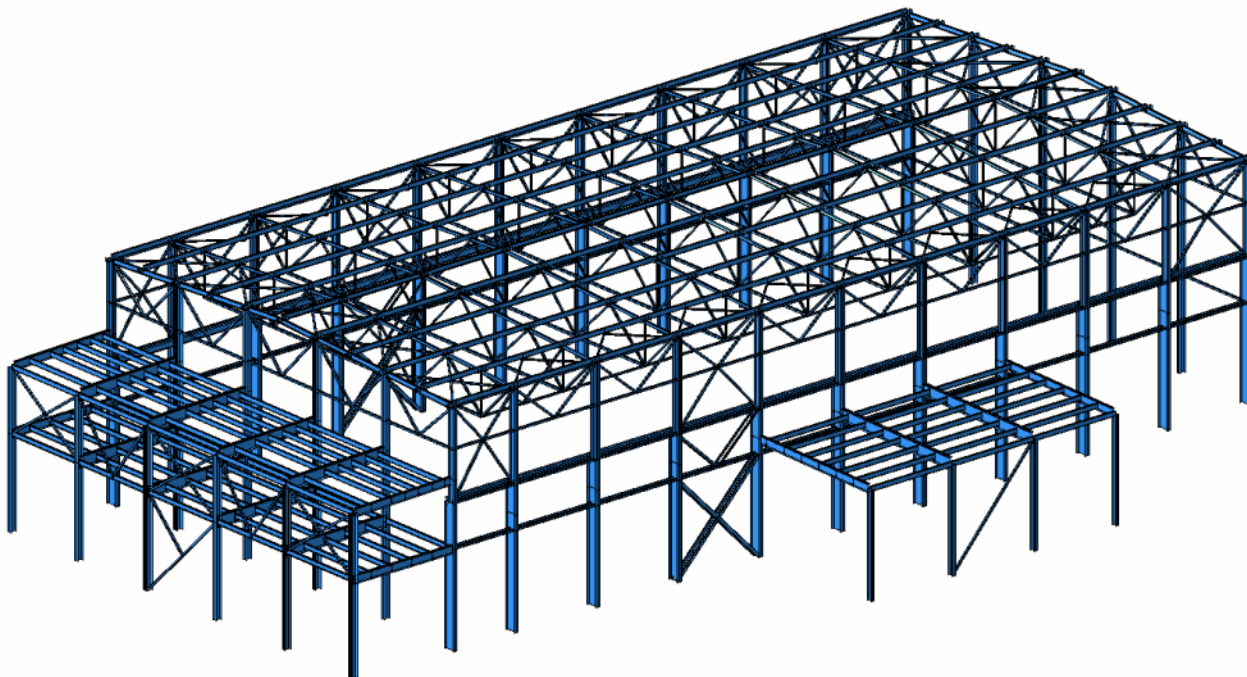


Рисунок 4 Общий вид расчетной схемы

5 Расчеты профилированного настила

В качестве несущего профилированного настила использован настил Н75-750-0,8 и Н75-750-0,9.

Расчетное сопротивление стали по пределу текучести материала профилированного листа принято 21 кН/см^2 (класс 220 по ГОСТ 14918-2020).

5.1 Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-Е/2-12

Минимальное значение момента сопротивления сечения составляет $W_n = 25,8 \text{ см}^2$ для Н75-750-0,8 и $W_n = 30,2 \text{ см}^2$ для Н75-750-0,9.

По результатам выполненного статического расчета определяем наибольшие усилия для проверки.

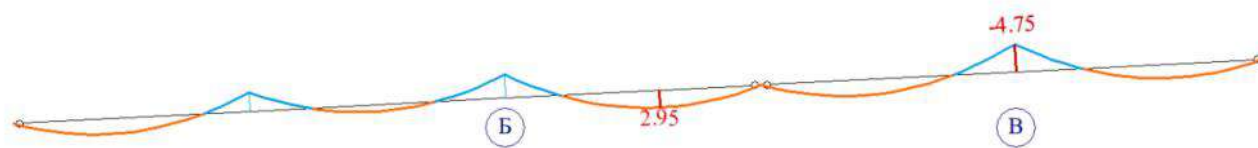


Рисунок 5 Эпюра изгибающего момента при действии расчетной комбинации нагрузок, кН·м

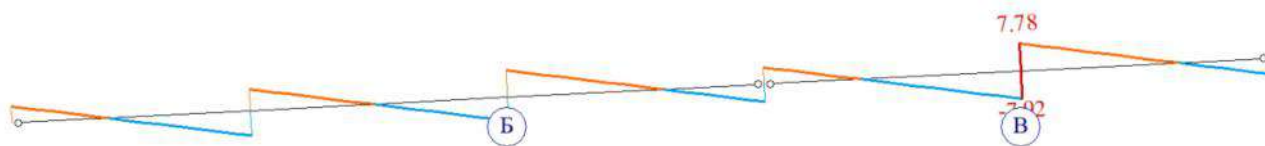


Рисунок 6 Эпюра поперечной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН

Проверка прочности сечения:

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где γ_c – коэффициент условия работы,

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый 1,25.

Расчетная величина изгибающего момента: $M_y = 475 \text{ кН} \cdot \text{см}$

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{475 \cdot 1,25}{30,2 \cdot 21 \cdot 1,0} = 0,94 < 1$$

Прочность сечения профилированных листов обеспечена.

5.2 Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-Е/1-2

Минимальное значение момента сопротивления сечения составляет $W_n = 25,8 \text{ см}^2$.

По результатам выполненного статического расчета определяем наибольшие усилия для проверки.

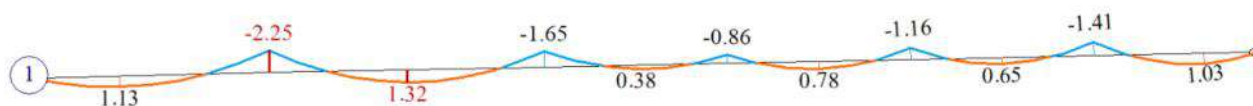


Рисунок 7 Эпюра изгибающего момента при действии расчетной комбинации нагрузок, кН·м



Рисунок 8 Эпюра поперечной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН

Проверка прочности сечения:

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где γ_c – коэффициент условия работы,

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый 1,25.

Расчетная величина изгибающего момента: $M_y = 225 \text{ кН} \cdot \text{см}$

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{225 \cdot 1,25}{25,8 \cdot 21 \cdot 1,0} = 0,52 < 1$$

Прочность сечения профилированных листов обеспечена.

5.3 Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-А/1 /6-9

Минимальное значение момента сопротивления сечения составляет $W_n = 25,8 \text{ см}^2$.

По результатам выполненного статического расчета определяем наибольшие усилия для проверки.



Рисунок 9 Эпюра изгибающего момента при действии расчетной комбинации нагрузок, кН·м



Рисунок 10 Эпюра поперечной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН

Проверка прочности сечения:

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где γ_c – коэффициент условия работы,

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый 1,1.

Расчетная величина изгибающего момента: $M_y = 244 \text{ кН} \cdot \text{см}$

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{244 \cdot 1,25}{25,8 \cdot 21 \cdot 1,0} = 0,56 < 1$$

Прочность сечения профилированных листов обеспечена.

6 Сбор нагрузок на конструкции здания

Сбор нагрузок на основные конструкции здания производится в соответствии с данными п. 3.

6.1 Постоянные нагрузки

1. Собственный вес основных несущих конструкций (L1)

Собственный вес несущих конструкций учитывается автоматически с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,05$ для металлических конструкций.

2. Собственный вес конструкции покрытия (L2)

Мозаика равномерно-распределенной нагрузки показана ниже.

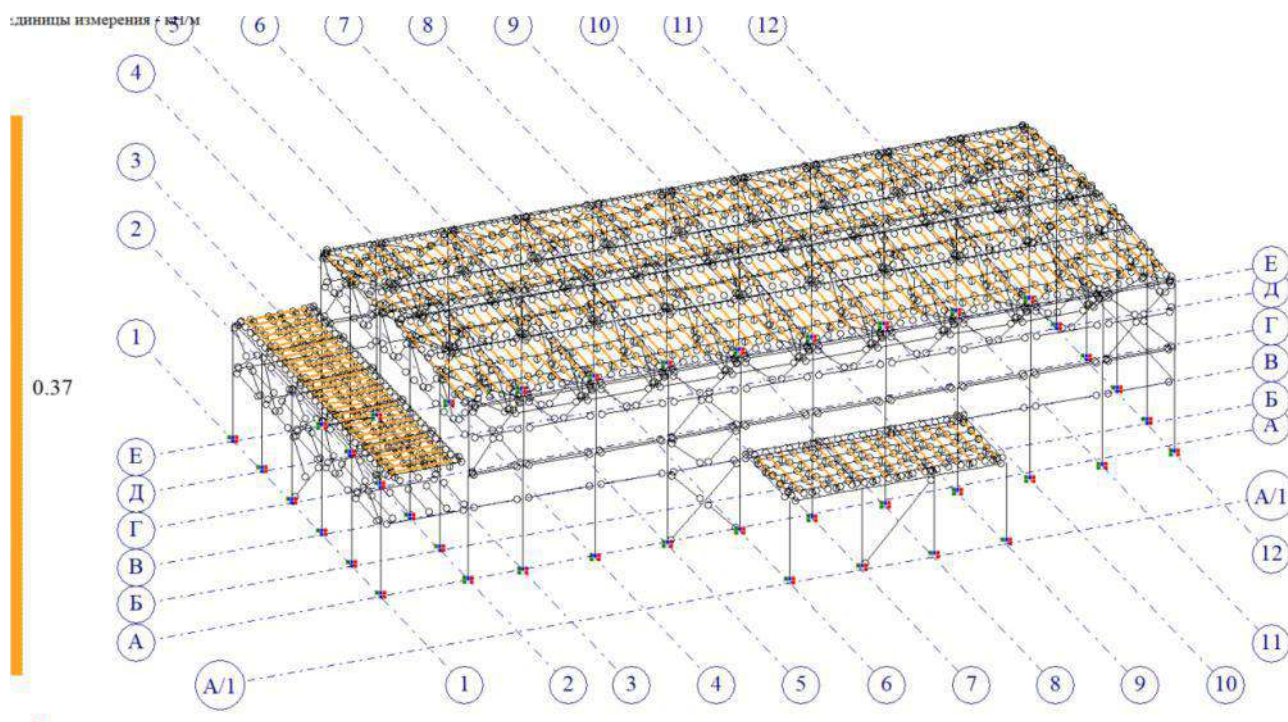


Рисунок 11 Нагрузка от собственного веса конструкции покрытия, кН/м

3. Собственный вес конструкций перекрытий площадок (L3)

Мозаика равномерно-распределенной нагрузки показана ниже.

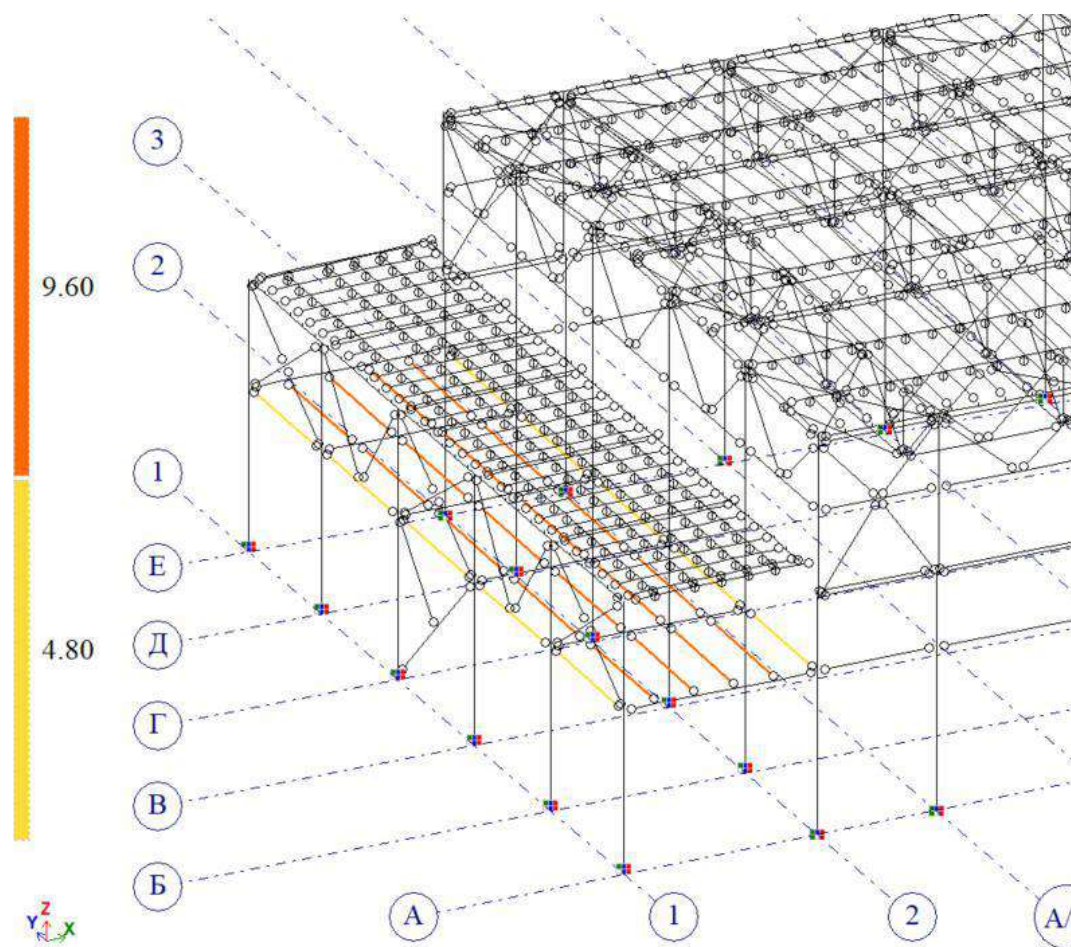


Рисунок 12 Нагрузка от собственного веса конструкции пере-
крытий площадок, кН/м

4. Собственный вес конструкции наружных стен (L4)

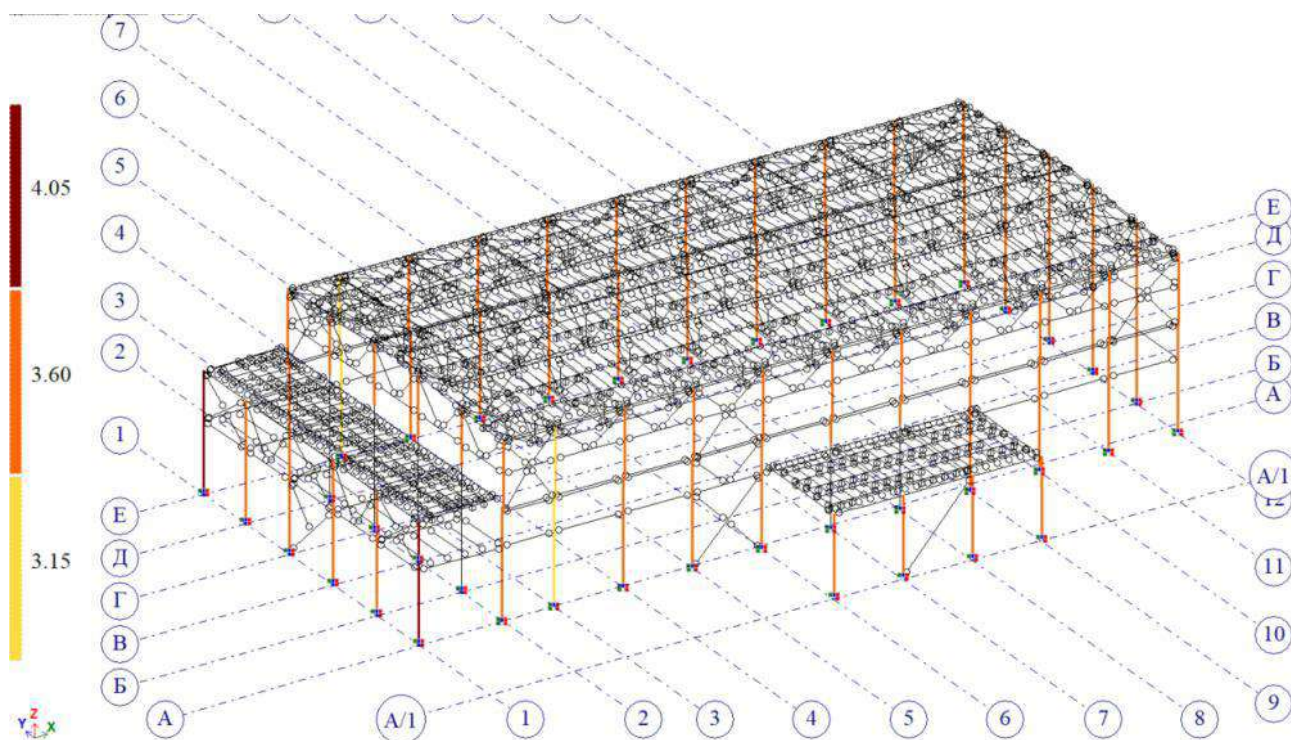


Рисунок 13 Нагрузка от собственного веса конструкции наружных стен, кН/м

6.2 Нагрузка от веса промпроводок на кровле (L5)

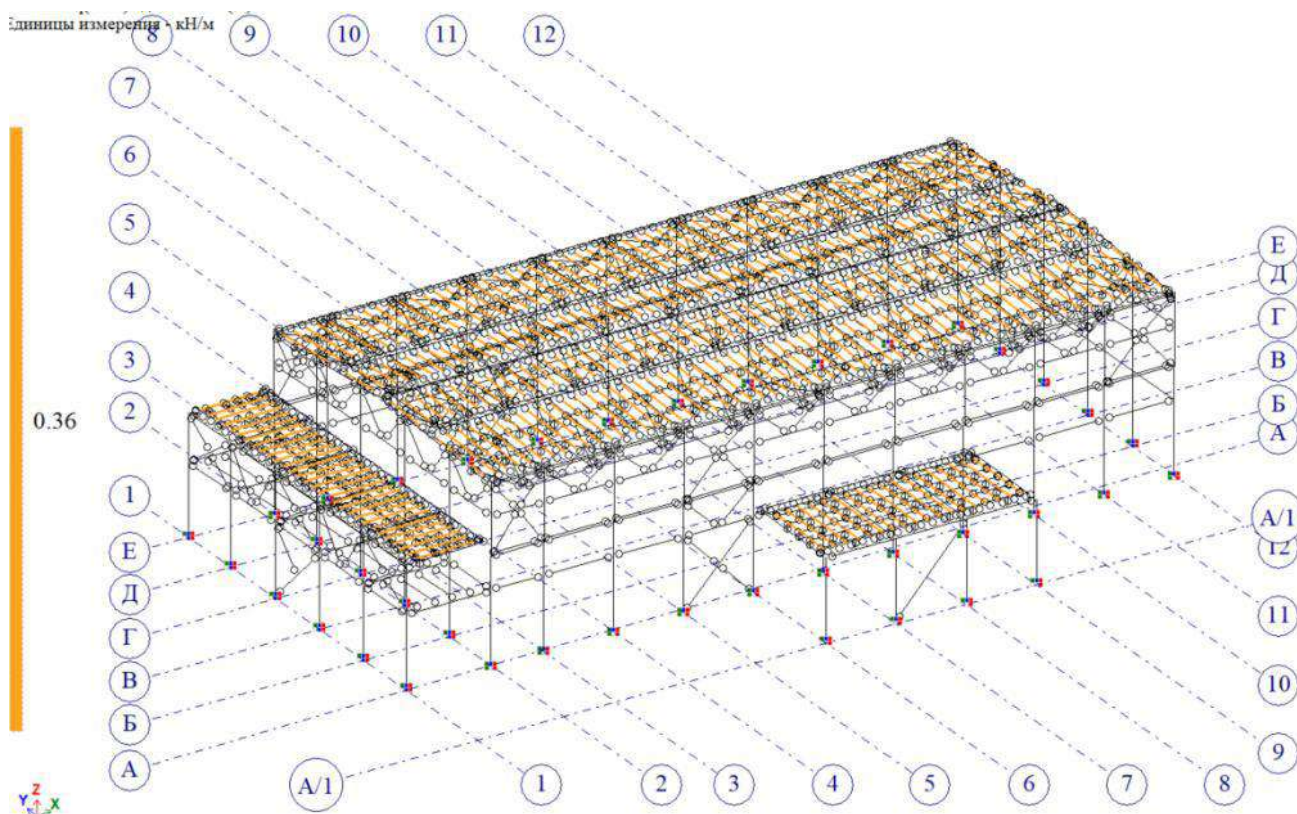


Рисунок 14 Нагрузка от веса отложений производственной пыли, кН/м

6.3 Снеговая нагрузка (L6)

Равномерно-распределенная снеговая нагрузка приведена ниже.

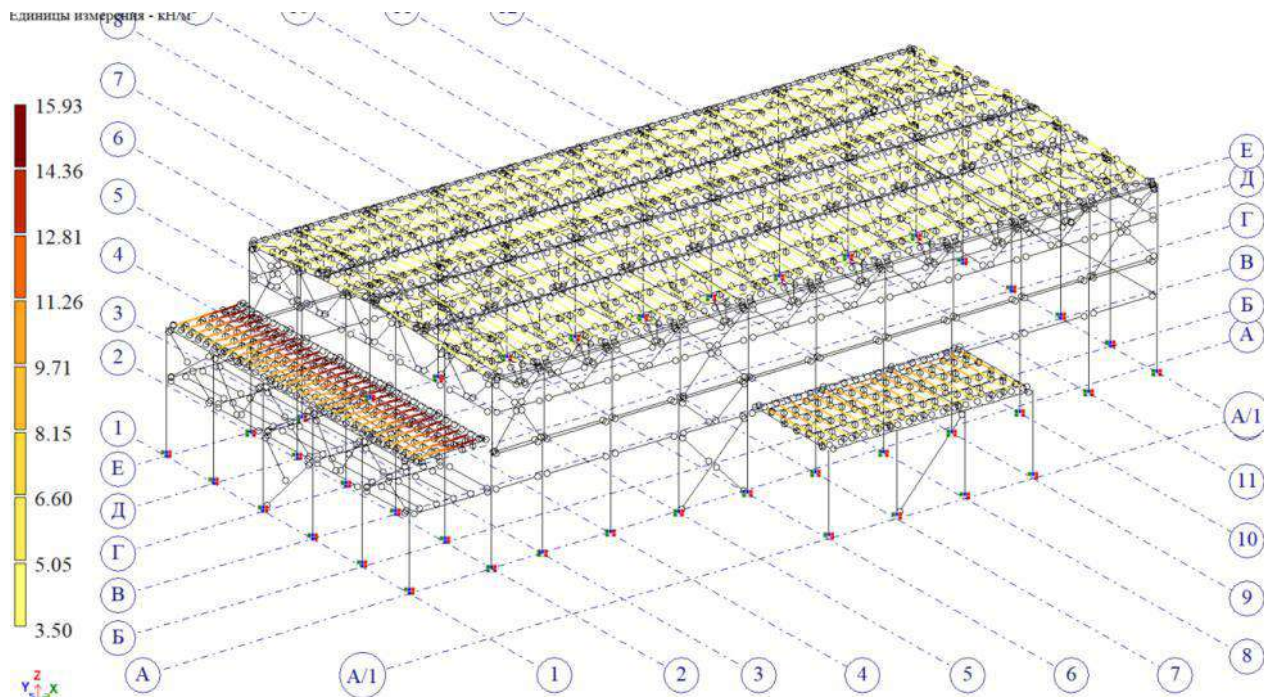


Рисунок 15 Снеговая нагрузка, кН/м

6.4 Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка прикладывается к элементам колонн. Ветровая нагрузка приложена вдоль цифровых осей (L7 статическая составляющая; L8 динамическая составляющая) и буквенных осей (L9 статическая составляющая; L10 динамическая составляющая).

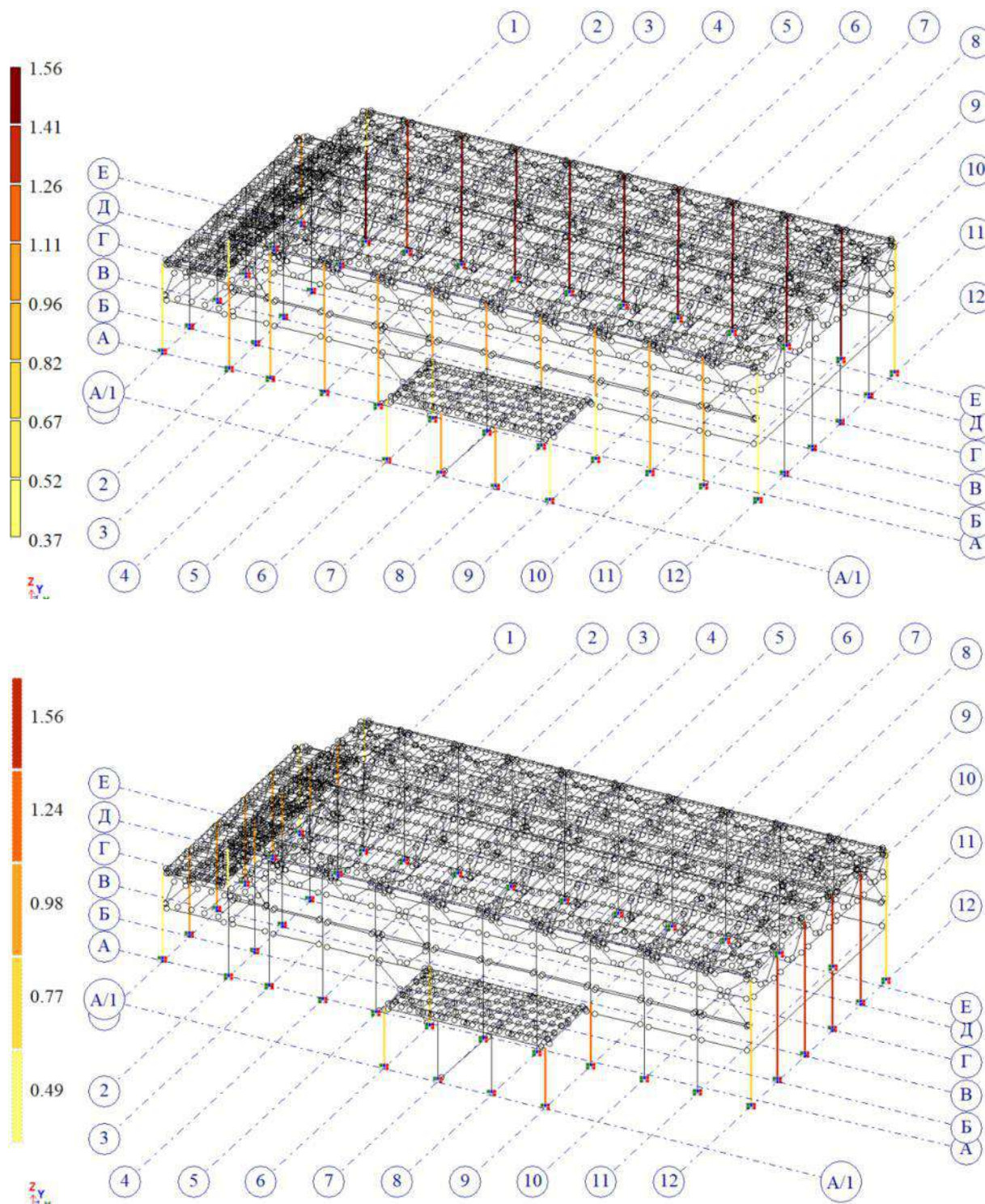


Рисунок 16 Ветровая нагрузка, кН/м

6.5 Технологическая нагрузка на площадках (L11)

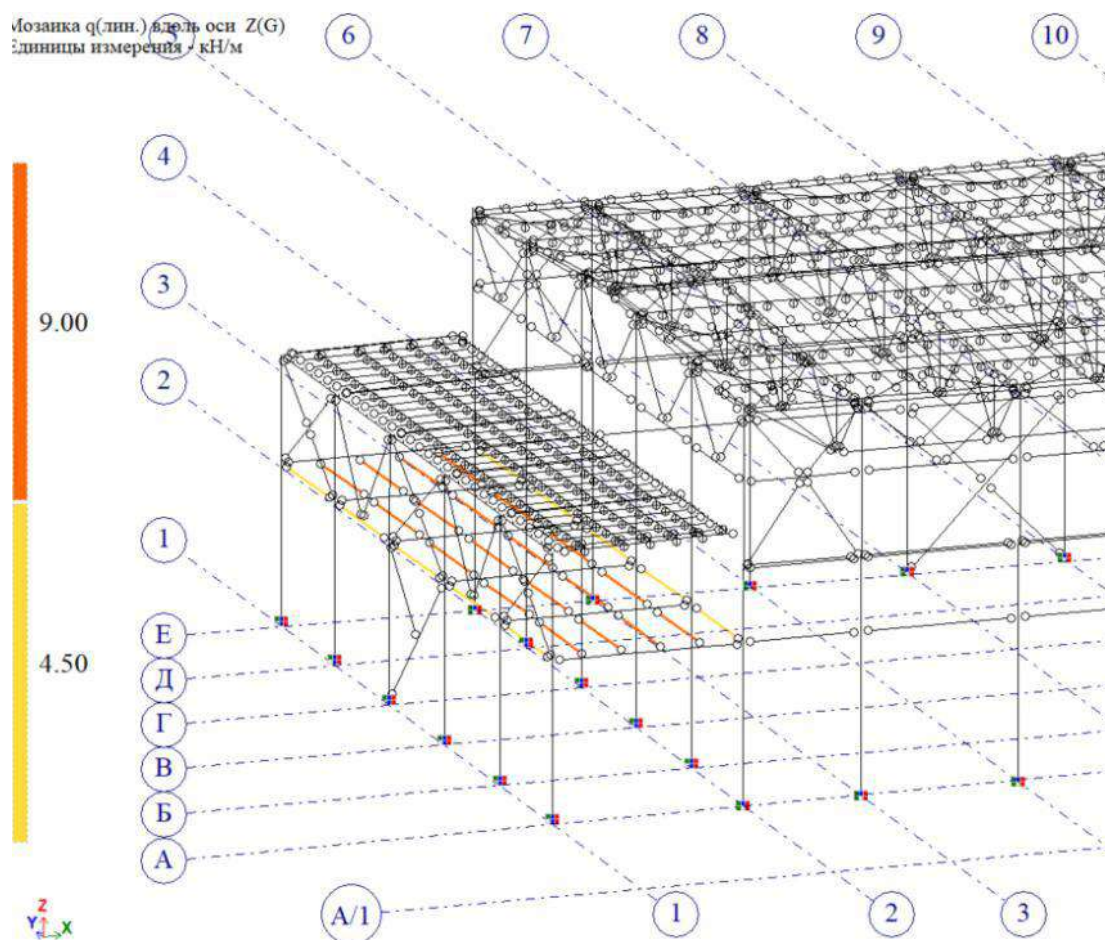


Рисунок 17 Технологическая нагрузка на площадках, кН/м

6.6 Нагрузка от мостового крана (L12-L17)

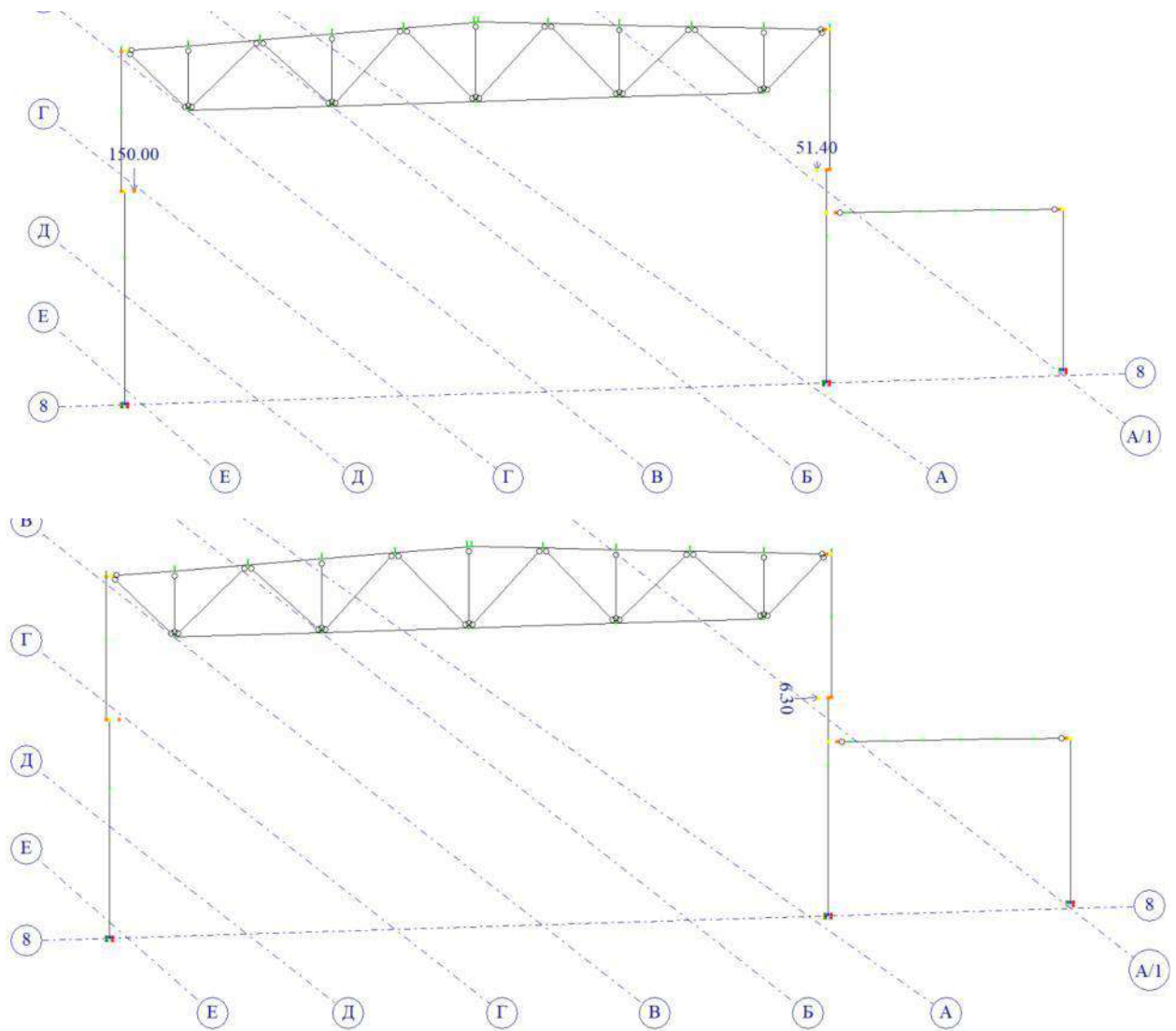


Рисунок 18 Нагрузка от мостового крана (вертикальная и горизонтальная составляющая), кН

7 Расчеты подкрановых балок

В качестве элементов подкрановых балок использованы элементы сварного двутаврового сечения.

Марка стали подкрановых балок – С355 по ГОСТ 27772-2015, расчетное сопротивление стали по пределу текучести материала принято $\frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{355}{1,025} = 350$ МПа.

Расчетная схема подкрановых балок – однопролетная, шарнирно-опертая балка.

7.1 Расчёт рядовой подкрановой балки БП1 в осях 5-6

Сечение рассматриваемой балки – сварной двутавр. Параметры сечения представлены ниже.

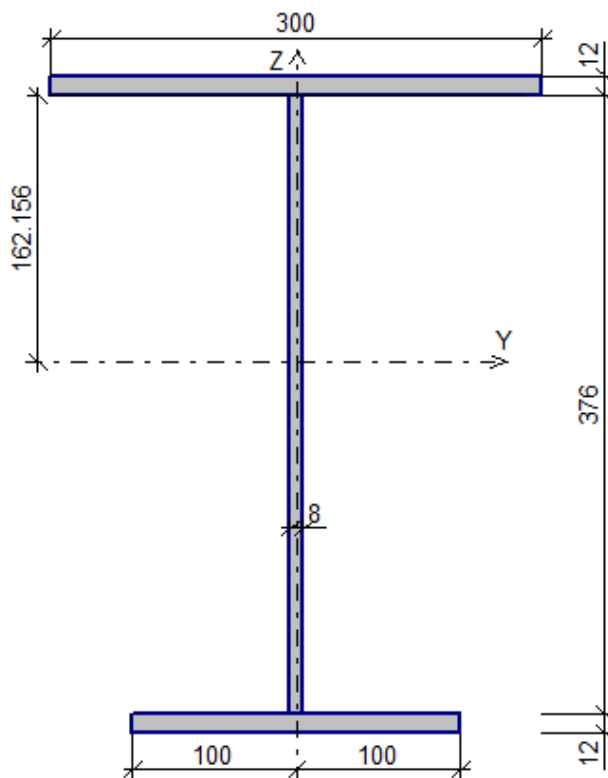


Рисунок 19 Геометрические параметры рассматриваемого сечения

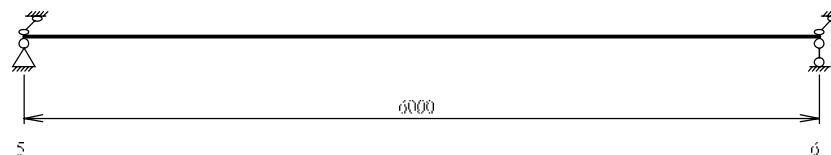
Исходные данные

Рисунок 20 Расчётная схема балки

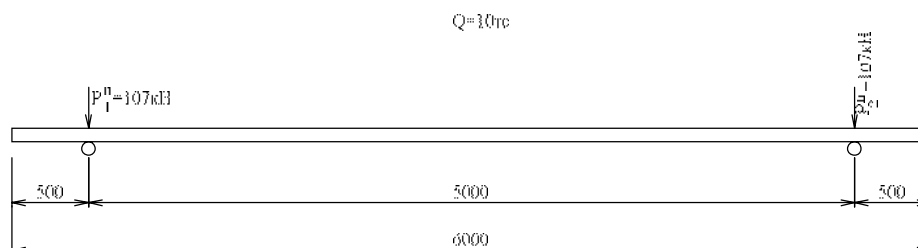
Рисунок 21 Схема крана (P_i^n – нормативные максимальные давления колёс крана)

Таблица 2 Характеристики крана

Кран	Грузоподъёмность $Q_{кр}$, кН	Режим работы	Тип подвеса	Вес тележки G_T , кН
Q=10тс	98.1	2К	Гибкий	83

Таблица 3 Характеристики рельса

Тип рельса	Высота h_r , мм	Момент инерции I_{yr} , см ⁴	Момент инерции кручения I_{tr} , см ⁴	Расстояние от подошвы рельса до его ц.т., мм	Площадь сечения, см ²	Крепление рельса
КР70	120	1081,99	253	59,3	67,3	На болтах, скобах или пластинах

Тип тормозной конструкции – развитый верхний пояс.

Расчётное сопротивление стали подкрановой балки по пределу текучести
 $R_y = 350$ МПа.

Временное нормативное сопротивление стали подкрановой балки
 $R_{un} = 470$ МПа.

Коэффициент надёжности по материалу $g_m = 1,025$.

Коэффициент надёжности по ответственности $g_n = 1,25$.

Таблица 4 Геометрические характеристики сечения балки

Название характеристики	Брутто		Нетто	
	Обозначение	Величина	Обозначение	Величина
Площадь сечения балки	A	90,08 $см^2$		
Расстояние от ц.т. до верхней точки балки	Z_p	17,42 $см$	Z_{pn}	17,42 $см$
Расстояние от ц.т. до нижней точки балки	Z_m	22,58 $см$	Z_{mn}	22,58 $см$
Момент инерции балки	I_y	25530,984 $см^4$	I_{yn}	25530,984 $см^4$
Момент инерции тормозной кон- струкции	I_z	2700 $см^4$	I_{zn}	2700 $см^4$
Суммарный мо- мент инерции кру- чения верхнего по- яса и рельса	I_t	270,28 $см^4$		
Сумма собствен- ных моментов инерции верхнего пояса балки и кра- нового рельса	I_{1f}	1086,31 $см^4$		
Статический мо- мент половины се- чения балки	$S^{1/2}_y$	710,541 $см^3$		
Статический мо- мент верхнего поя- са балки	S_{fp}	605,363 $см^3$		
Статический мо-	S_{fm}	527,625 $см^3$		

Название характеристики	Брутто		Нетто	
	Обозначение	Величина	Обозначение	Величина
мент нижнего пояса балки				
Момент сопротивления верхней точки балки	W_{yp}	1465,981 $см^3$	W_{ypr}	1465,981 $см^3$
Момент сопротивления нижней точки балки	W_{ym}	1130,471 $см^3$	W_{ymn}	1130,471 $см^3$
Момент сопротивления верхнего пояса относительно оси тормозной конструкции	W_z	180 $см^3$	W_{zn}	180 $см^3$

Расчётное значение собственного веса балки $q_{св} = 1,273$ кН/м.

Коэффициент надёжности по нагрузке для собственного веса балки $g_f = 1,05$.

Проверка прочности верхнего пояса по нормальным напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,

коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

$$T = (Q_{кр} + G_T) * a / n_k * g_f * n_d,$$

где коэффициент динамичности $n_d = 1$,

количество колёс $n_k = 2$,

$a = 0,05$.

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 3000 \text{ мм.}$$

$$S = (M_{\max,y} + M_{св}) / W_{ypr} + M_{\max,z} / W_{zn} = \\ = ((231,12 + 5,727) / 1465,981 + 8,15 / 180) * 1000 =$$

$$= 161,562 + 45,275 = 206,837 \text{ МПа} < R_y * g_c / g_n = 350 * 1 / 1,25 = 280 \text{ МПа.}$$

Коэффициент использования $k = 0,7387$.

Вывод: прочность верхнего пояса по нормальным напряжениям обеспечена.

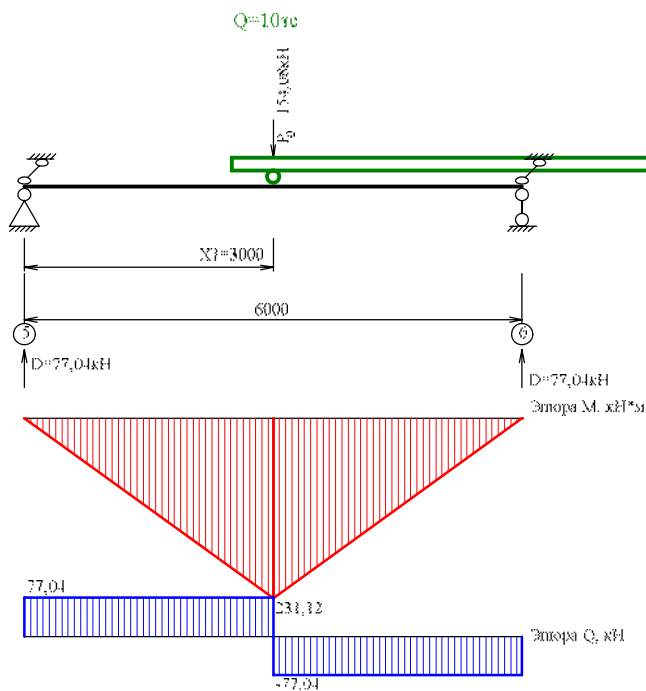


Рисунок 22 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

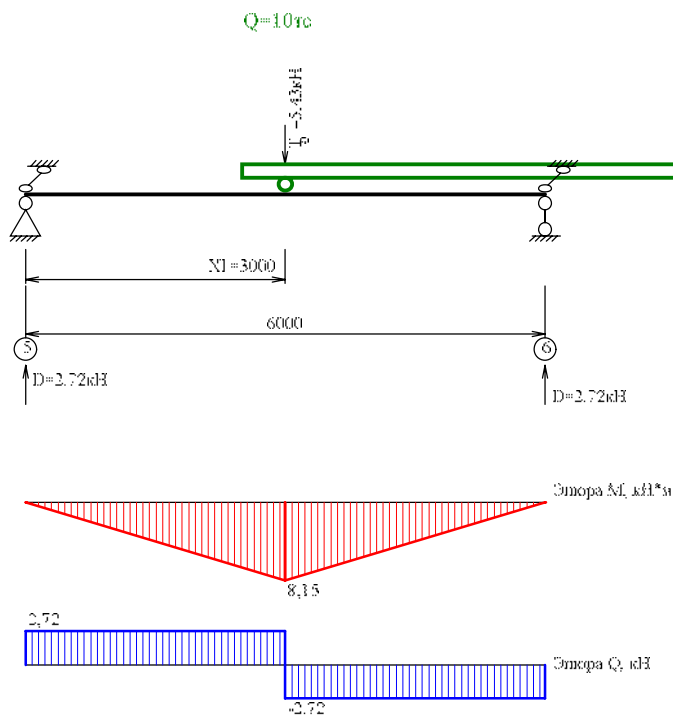


Рисунок 23 Эпюры усилий M и Q от горизонтальной нагрузки при расчётном положении крана

Проверка прочности нижнего пояса по нормальным напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,
коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 3000 \text{ мм.}$$

$$s = (M_{\max,y} + M_{св}) / W_{y\min} = (231,12 + 5,727) / 1130,471 * 1000 = 209,511 \text{ МПа}$$

$$< R_y * g_c / g_n = 350 * 1 / 1,25 = 280 \text{ МПа.}$$

Коэффициент использования $k = 0,7483$.

Вывод: прочность нижнего пояса по нормальным напряжениям обеспечена.

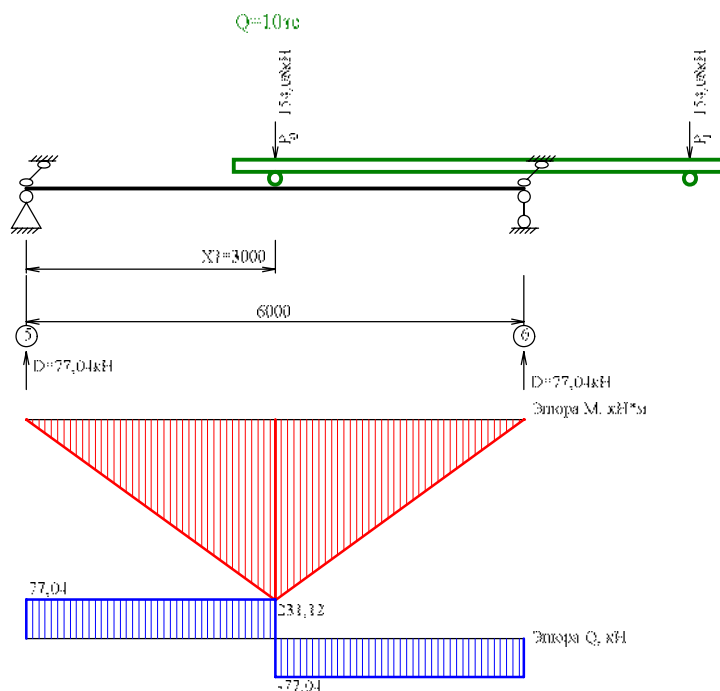


Рисунок 24 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

Проверка прочности стенки балки по касательным напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,

коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 6000 \text{ мм.}$$

$$\begin{aligned} \tau &= (Q_{\max,z} + Q_{св}) * S^{1/2}_y / I_y / t_w = \\ &= (179,709 + 3,818) * 710,541 / 25530,984 / 0,8 * 10 = 63,845 \text{ МПа} < \\ R_s * g_c / g_n &= 203 * 1 / 1,25 = 162,4 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Коэффициент использования $k = 0,3931$.

Вывод: прочность стенки балки по касательным напряжениям обеспечена.

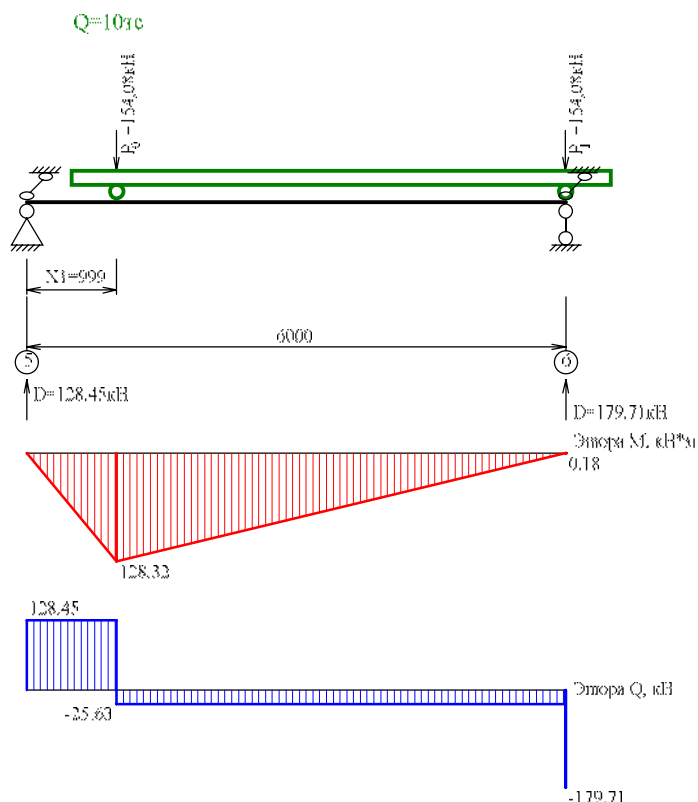


Рисунок 25 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

Проверка прочности нижней части стенки по приведённым напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,
коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 3048 \text{ мм.}$$

$$s_{ef} = (s^2 + 3 * t^2)^{0.5} = (198,328^2 + 3 * 20,236^2)^{0.5} = 201,401 \text{ МПа} <$$

$$b * R_y * g_c / g_n = 1,15 * 350 * 1 / 1,25 = 322 \text{ МПа,}$$

где

$$s = (M_y + M_{св}) / I_{yn} * Z_{wmn} =$$

$$= (231,061 + 5,725) / 25530,984 * 21,38 * 1000 = 198,328 \text{ МПа,}$$

$Z_{wmn} = 21,38$ см – расстояние от центра тяжести сечения нетто до расчётной точки в нижней части стенки, где вычисляются приведённые напряжения;

$$t = (Q_z + Q_{св}) * S_{fm} / I_y / t_w =$$

$$= (78,273 + 0,061) * 527,625 / 25530,984 / 0,8 * 10 = 20,236 \text{ МПа.}$$

Коэффициент использования $k = 0,6255$.

Вывод: прочность нижней части стенки по приведённым напряжениям обеспечена.

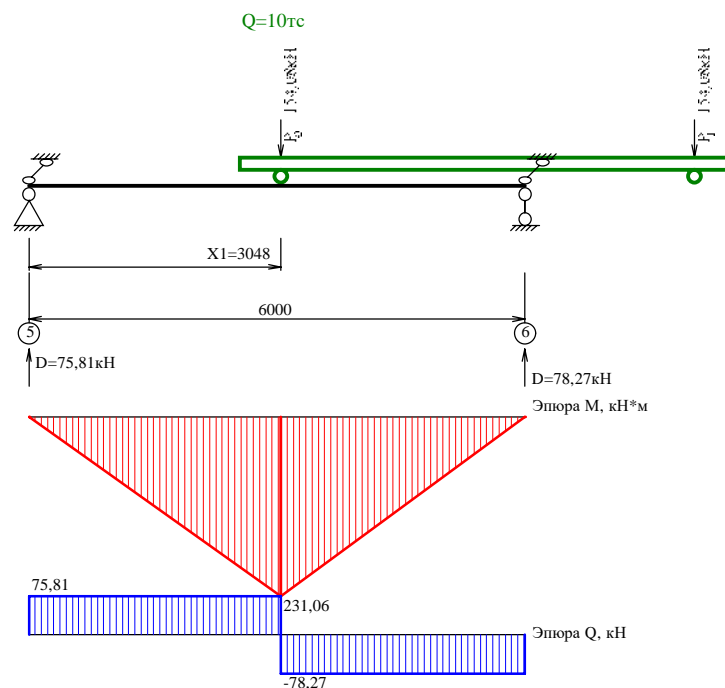


Рисунок 26 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

Проверка прочности верхней части стенки по приведённым напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,

коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

Расчетное давление колеса для определения локальных напряжений:

$$F = P_n * g_f = 107 * 1,2 * 1 = 128,4 \text{ кН.}$$

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 2861 \text{ мм.}$$

$$\begin{aligned} s_{ef} &= (s^2 - s * s_{loc} + s_{loc}^2 + 3 * t^2)^{0.5} = \\ &= (150,107^2 - 150,107 * 53,516 + 53,516^2 + 3 * 23,944^2)^{0.5} = 138,141 \text{ МПа} < \\ b * R_y * g_c / g_n &= 1,15 * 350 * 1 / 1,25 = 322 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где

$$\begin{aligned} s &= - (M_y + M_{cb}) / I_{yn} * Z_{wпн} = \\ &= - (230,624 + 5,714) / 25530,984 * 16,22 * 1000 = -150,107 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

$Z_{wпн} = 16,22$ см – расстояние от центра тяжести сечения нетто до расчётной точки в верхней части стенки, где вычисляются приведённые напряжения;

$$s_{loc} = -g_{fl} * F / (t_w * l_{ef}) = -1,2 * 128,4 / (0,8 * 35,99) * 10 = -53,516 \text{ МПа,}$$

где условная длина распределения локальных нормальных напряжений

$$l_{ef} = c * (I_{lf} / t_w)^{1/3} = 3,25 * (1086,31 / 0,8)^{1/3} = 35,99 \text{ см;}$$

$$t = (Q_z + Q_{cb}) * S_{fp} / I_y / t_w =$$

$$= (80,61 + 0,177) * 605,363 / 25530,984 / 0,8 * 10 = 23,944 \text{ МПа.}$$

Коэффициент использования $k = 0,429$.

Вывод: прочность верхней части стенки по приведённым напряжениям обеспечена.

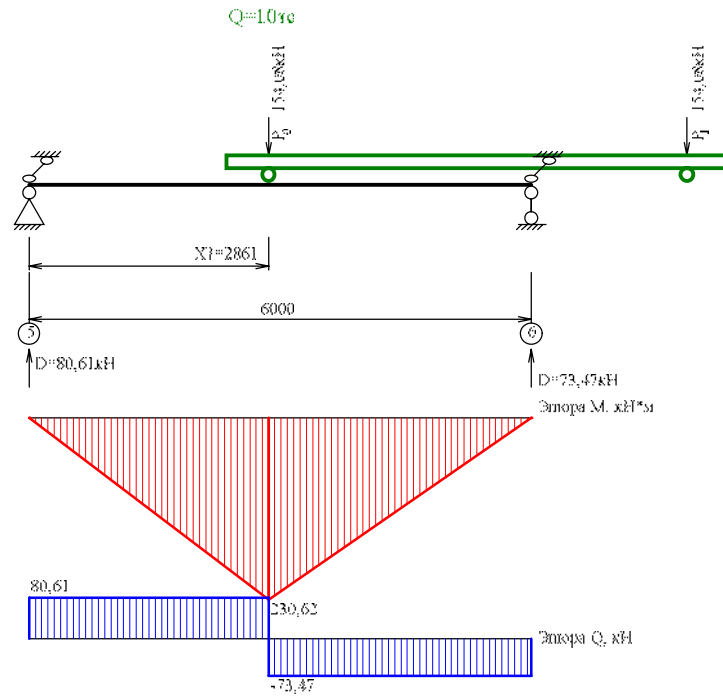


Рисунок 27 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

Несущая способность подкрановой балки обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,75.

8 Расчеты конструкций покрытия

В качестве несущих прогонов покрытия использованы элементы сечением [30У. Марка стали прогонов покрытия – С245 по ГОСТ 27772-2015.

Стропильные фермы предусмотрены из гнутосварных профилей. Марка стали элементов фермы – С355 по ГОСТ 27772-2015.

В качестве балок покрытия предусмотрены элементы прокатного двутаврового сечения I50Б1, I70Б1. Марка стали элементов балок – С245 по ГОСТ 27772-2015.

8.1 Проверка несущей способности прогонов покрытия

В качестве несущих прогонов покрытия использованы элементы сечением [30У.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

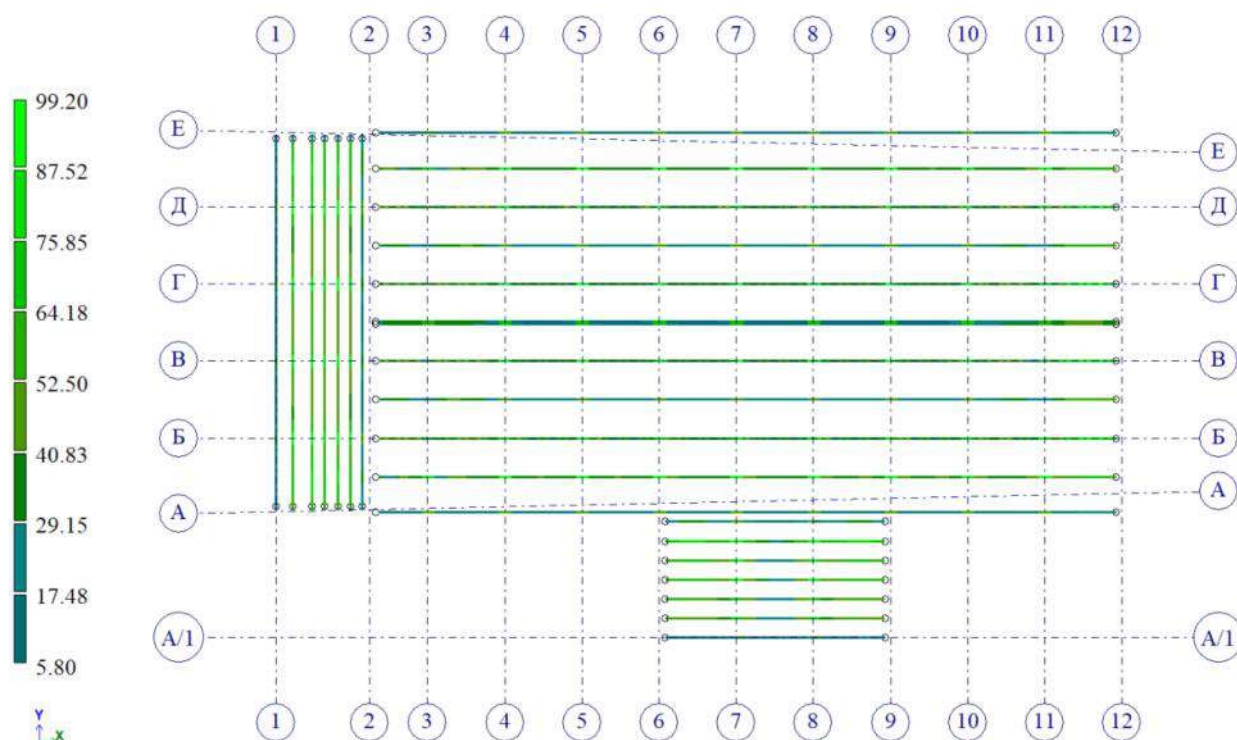


Рисунок 28 Мозаика коэффициентов использования сечений прогонов покрытия, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,99.

Проверка прогибов элемента:

Прогиб элемента от нормативной нагрузки составляет $6,5\text{ мм} < L/200=6000/200=30\text{ мм}$. Условие выполнено.

8.2 Проверка несущей способности рядовой фермы ФС1

Стропильная ферма покрытия выполнена из гнутосварных профилей.

Примыкание раскосов к поясам принято шарнирным. Расчет элементов фермы произведен на усилия с учетом изгибающего момента от расцентровок, расчеты узлов фермы выполнены в соответствии с Приложением Л СП 16.13330.2011. В местах примыкания раскосов к поясам предусмотрены дополнительные прокладки.



Рисунок 29 Схема фермы покрытия

По результатам выполненного статического расчета определяем наибольшие усилия для проверки.

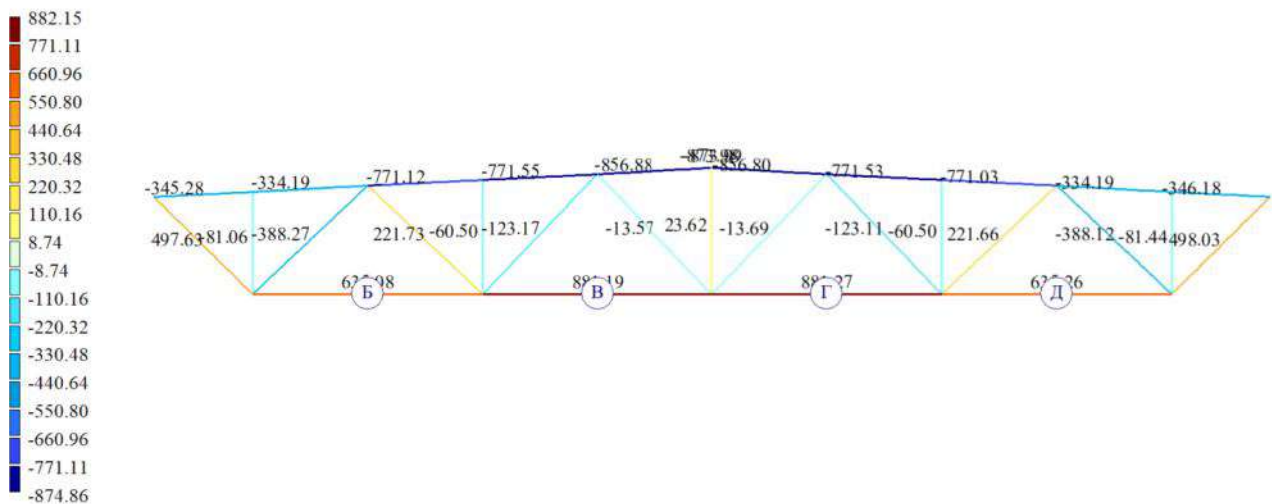


Рисунок 30 Мозаика продольной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН

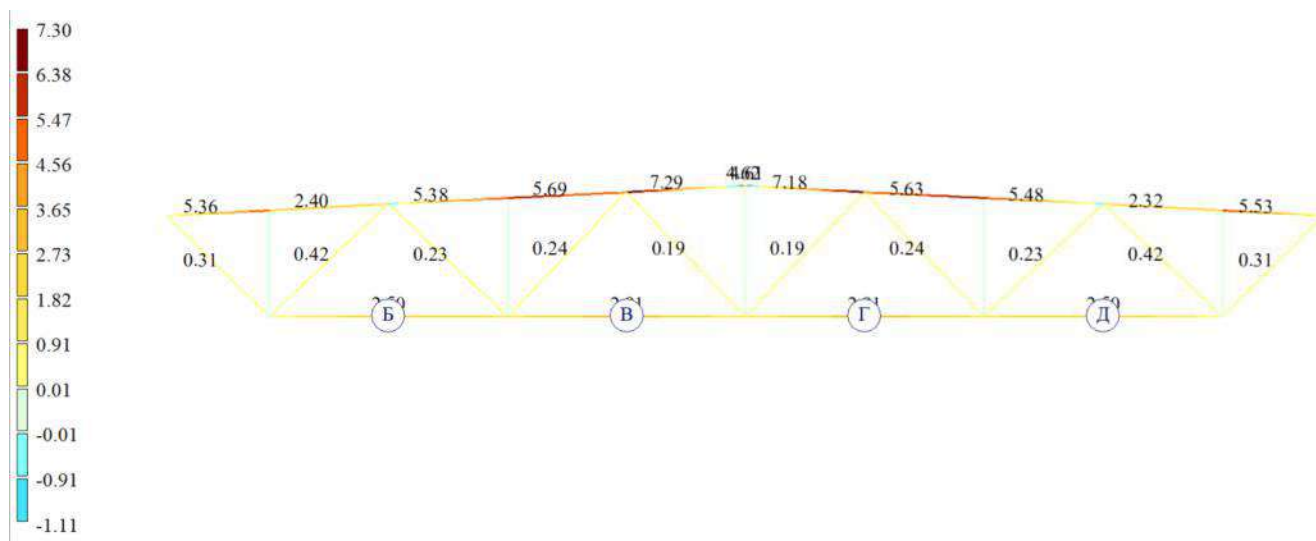


Рисунок 31 Мозаика изгибающего момента при действии расчетной комбинации нагрузок, кН·м

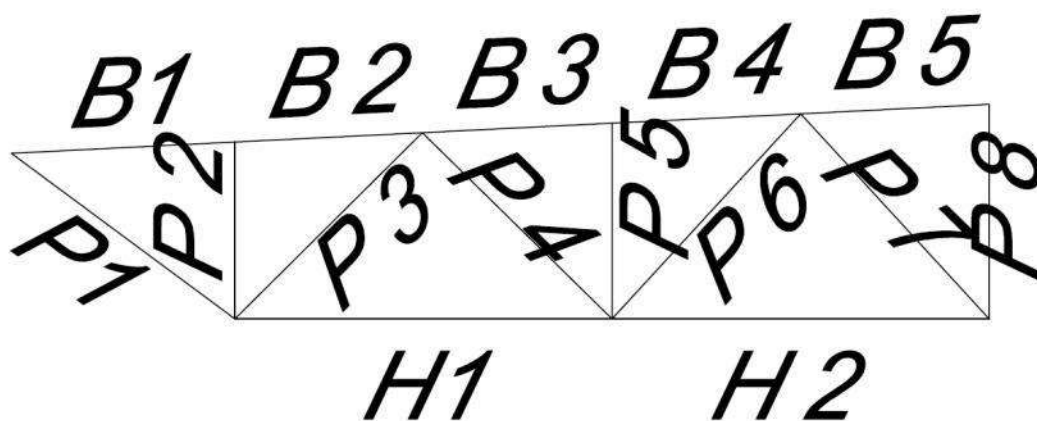


Таблица 5 Усилия в элементах фермы

Элемент фермы	Обозначение стержня	N, кН	Изгибающие моменты, кН*м	
			M_H^z	M_K^z
Верхний пояс	B1	-450.8	3.625	0.625
	B2	-450.9	4.250	0.125
	B3	-1049.0	0.125	5.875
	B4	-1048.0	5.875	6.125
	B5	-1131.1	5.375	0.250
Нижний пояс	H1	834.3	0.125	2.500
	H2	1164.1	1.375	2.875
Раскосы	P1	652.3	0.000	0.000
	P2	-107.6	0.000	0.000
	P3	-511.3	0.000	0.000
	P4	310.1	0.000	0.000
	P5	-101.1	0.000	0.000
	P6	-151.6	0.000	0.000
	P7	-31.0	0.000	0.000
	P8	32.3	0.000	0.000

Таблица 6 Расчет на прочность элементов фермы (нижний пояс)

№.№ п/п	Обозначение величин	Ед. изм.	Элементы	
			нижнего пояса	
			H1	H2
1	2	3	4	5
1	Сечение	-	□ 160x8	
2	Марка стали	-	С355	
3	Расчетное сопротивление	кН/см ²	34.6	34.6
4	A	см ²	46.44	46.44
5	J _x	см ⁴	1740	1740
6	W _x	см ³	217.5	217.5
7	i _x	см	6.12	6.12
8	i _y	см	6.12	6.12
9	A _f /A _w	-	0.5	0.5
10	n (прим. 1)	-	1.5	1.5
11	C _x (прим. 1)	-	1.12	1.12
12	N	кН	834.25	1164.125
13	M _H ^p / M _K ^p	кН*см	12.5	137.5
			250	287.5
14	M _{ср}	кН*см	-	-
15	$[N / (A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c)]^n$	-	0.374	0.617
16	$M_{\max} / (C_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c)$	-	0.030	0.034

17	$K_{исп} = (15) + (16) < 1$	-	0.404	0.651
18	Коэффициент использо- вания	-	0.404	0.651

Несущая способность элементов нижнего пояса обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,65.

Таблица 7 Расчет на прочность и устойчивость элементов
фермы (верхний пояс)

№№ п/п	Обозначение величин	Ед. изм.	Элементы				
			верхнего пояса				
			В1	В2	В3	В4	В5
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Сечение	-	□ 200x160x8				
2	Марка стали	-	С355				
3	Расчетное сопротивление	кН/см ²	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6
4	A	см ²	52.84	52.84	52.84	52.84	52.84
5	J _x	см ⁴	2975	2975	2975	2975	2975
6	W _x	см ³	297.5	297.5	297.5	297.5	297.5
7	i _x	см	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
8	i _y	см	6.31	6.31	6.31	6.31	6.31
9	A _f /A _w	-	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
10	n (прим. 1)	-	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
11	C _x (прим. 1)	-	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09
12	N	кН	-450.75	-450.875	-1049	-1048	-1131.13
13	M _n ^p / M _k ^p	кН*см	362.5	425	12.5	587.5	537.5
			62.5	12.5	587.5	612.5	25
14	M _{ср}	кН*см	0	0	0	0	0
15	$\left[N / (A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c) \right]^n$	-	0.122	0.122	0.435	0.434	0.487
	$M_{\max} / (C_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c)$	-	0.032	0.038	0.052	0.055	0.048
16	K _{исп} < 1	-	0.155	0.160	0.487	0.489	0.535
17	l	м	300	300	300	300	300
18	μ	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
19	l _x	м	300	300	300	300	300
20	l _y	м	300	300	300	300	300
21	M ^y	кН*см	362.5	425	587.5	612.5	537.5
22	$\lambda_x = l_x / i_x$	-	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
23	$\lambda_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$	-	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
24	$\lambda_y = l_y / i_y$	-	47.5	47.5	47.5	47.5	47.5
25		-	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
26	$m = M^y \cdot A / (N \cdot W)$ (прим. 2)	-	0.143	0.167	0.099	0.104	0.084
27	δ _x (прим. 3)	-	13.232	13.232	13.232	13.232	13.232
28	φ _x (прим. 4)	-	0.917	0.917	0.917	0.917	0.917
29	δ _y (прим. 3)	-	14.524	14.524	14.524	14.524	14.524

30	φ_y (прим. 4)	-	0.884	0.884	0.884	0.884	0.884
31	$K_{исп} =$	-	0.279	0.279	0.649	0.649	0.700
32	$N/(\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c)$ (прим 5)	-	0.279	0.279	0.649	0.649	0.700
33	$\delta_x = 1 - 0.1 \cdot N \cdot \lambda_x^2 / (A \cdot R_y)$	-	0.934	0.934	0.846	0.846	0.834
34	$M_x / (c_x \cdot \delta_x \cdot W_{x,м} \cdot R_y \cdot \gamma_c)$	-	0.035	0.041	0.062	0.065	0.057
35	$K_{исп} = (32) + (34) < 1$	-	0.314	0.320	0.711	0.713	0.758
36	η (прим. 6)	-	1.576	1.575	1.579	1.579	1.580
37	m_{ef}	-	0.225	0.264	0.157	0.164	0.133
38	φ_{ex} (прим. 7)	-	0.766	0.750	0.802	0.798	0.814
39	$K_{исп} = N/(\varphi_{ex} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c)$	-	0.322	0.329	0.715	0.718	0.760
40	Коэффициент использования	-	0.322	0.329	0.715	0.718	0.760

Несущая способность элементов верхнего пояса обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,76.

Таблица 8 Расчет на прочность и устойчивость элементов решетки фермы

Расчет на прочность и устойчивость элементов фермы (раскосы)										
№№ п/п	Обозначение величин	Ед. изм.	Элементы							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Сечение	-	□ 120x8	□ 80x5	□ 120x8	□ 100x5	□ 80x5	□ 100x5	□ 80x5	□ 80x5
2	Марка стали	-	С355							
3	Расчетное сопротивление	кН/см ²	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65
4	A	см ²	33.64	14.4	33.64	18.36	14.4	18.36	14.4	14.4
5	I _x	см ⁴	676.2	131.3	676.2	270.9	131.3	270.9	131.3	131.3
6	W _x	см ³	112.7	32.9	112.7	54.2	32.9	54.2	32.9	32.9
7	i _x	см	4.48	3.02	4.48	3.84	3.02	3.84	3.02	3.02
8	i _y	см	4.48	3.02	4.48	3.84	3.02	3.84	3.02	3.02
9	A _f /A _w	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
10	n (прим. 1)	-	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
11	C _x (прим. 1)	-	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
12	N	кН	652.3	-107.6	-511.3	310.1	-101.1	-151.6	-31.0	32.3
13	M _н ⁰ /M _к ⁰	кН*см	0	0	0	0	0	0	0	0
14	$[N / (A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c)]$	-	0.437	0.105	0.304	0.356	0.095	0.122	0.016	0.017
15	$M_{max} / (C_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c)$	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	$K_{min} = (14) + (15) < 1$	-	0.437	0.105	0.304	0.356	0.095	0.122	0.016	0.017
17	l	м	-	270	415	-	300	435	435	-
18	l _x	м	-	243	374	-	270	392	392	-
19	l _y	м	-	243	374	-	270	392	392	-
20	M ⁰	кН*см	-	0	0	-	0	0	0	-
21	$\lambda_x = l_x / i_x$	-	-	80	83	-	89	102	130	-
22	$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E}$	-	-	3.3	3.4	-	3.6	4.1	5.2	-
23	$\lambda_y = l_y / i_y$	-	-	80	83	-	89	102	130	-
24	$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{R_y / E}$	-	-	3.3	3.4	-	3.6	4.1	5.2	-
25	$m = M^0 / A \cdot (N \cdot W)$ (прим. 2)	-	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	0.000	-
26	δ_x (прим. 3)	-	-	22.1	22.9	-	24.8	29.0	40.1	-
27	ϕ_x (прим. 4)	-	-	0.649	0.622	-	0.569	0.470	0.313	-
28	δ_y (прим. 3)	-	-	22.1	22.9	-	24.8	29.0	40.1	-
29	ϕ_y (прим. 4)	-	-	0.649	0.622	-	0.569	0.470	0.313	-
30	ϕ_{min} (минимальное из ϕ_x и ϕ_y)	-	-	0.649	0.622	-	0.569	0.470	0.313	-
31	$K_{min} = N / (\phi_{min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c)$	-	-	0.342	0.726	-	0.367	0.523	0.213	-

Примечания:

1. принимаем по табл. Е.1 СП 16.13330.2011 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции»
2. В случае если $m < 0,1$, то расчет производится как для центрально-сжатого элемента
3. $\delta = 9.87 \cdot (1 - \alpha + \beta \cdot \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2$, где $\alpha=0,03$; $\beta=0,06$; λ - условная гибкость стержня
- 4.
5. при одноосном изгибе вместо ϕ_{ey} следует принимать ϕ_y
6. принимаем по табл. Д.2 СП 16.13330.2011 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции»

7. принимаем по табл. Д.3 СП 16.13330.2011 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции»

Коэффициент условий работы γ_c принят равным 1,0

Модуль упругости E принят 20600 кН/см²

Несущая способность элементов решетки обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,73.

Таблица 9 Проверка несущей способности стенки верхнего пояса и элементов раскосов

№ узла	1	2	3	2	4	5	5
сж. / раст.	раст Р1	сжат Р2	сжат Р3	раст Р4	сжат Р5	сжат Р6	сжат Р7
d, см	12	8	12	10	8	10	8
D, см	16	16	16	16	16	16	16
d/D < 0,9	0.75	0.50	0.75	0.63	0.50	0.63	0.50
b, см	21.15	8.01	18.67	13.90	8.01	14.40	10.60
g, см	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
g/b < 0,25	0.047	0.125	0.054	0.072	0.125	0.069	0.094
N, кН	652.25	107.625	511.25	310.125	101.125	151.625	31
M, кН*см	0	0	0	0	0	0	0
F, кН	450.75	450.875	450.875	1049	1049	1049	1131.13
d _b , см	12	8	12	10	8	10	8
f, см	2	4	2	3	4	3	4
α, °	48	87	40	46	87	44	49
γ _d	1.2	1	1	1.2	1	1	1
A, см ²	52.84	52.84	52.84	52.84	52.84	52.84	52.84
R _y , кН*см ²	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6
F / (AR _y) > 0,5	0.25	0.25	0.25	0.57	0.57	0.57	0.62
γ _D	1.000	1.000	1.000	0.926	0.926	0.926	0.881
t, см	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
K _{исп}	0.59	0.60	0.53	0.58	0.61	0.32	0.12

Примечания:

1. При $\frac{g}{b} \leq 0,25$ и $\frac{d}{D} \leq 0,9$

$$K_{исп} = \left(N + \frac{1,5 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{(0,4 + 1,8 \cdot \frac{g}{b}) \cdot f \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_a \cdot \gamma_D \cdot R_y \cdot t^2 \cdot (b + g + \sqrt{2 \cdot D \cdot f})}$$

При $\frac{g}{b} > 0,25$ и $\frac{d}{D} \leq 0,9$

$$K_{исп} = \left(N + \frac{1,7 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{f \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_a \cdot \gamma_D \cdot R_y \cdot t^2 \cdot (b + 2 \cdot \sqrt{2 \cdot D \cdot f})}$$

2. Коэффициент условий работы γ_c принят равным 1,0

3. Модуль упругости E принят 20600 кН/см²

Несущая способность элемента стенки верхнего пояса обеспечена.

Таблица 10 Проверка несущей способности стенки нижнего пояса

№ узла	1	1	2	2	3	3	4
сж. / раст.	раст P1	сжат P2	сжат P3	раст P4	сжат P5	сжат P6	сжат P7
d, см	12	8	12	10	8	10	8
D, см	16	16	16	16	16	16	16
d/D < 0,9	0.75	0.50	0.75	0.63	0.50	0.63	0.50
b, см	16.97	8.00	17.60	14.66	8.00	13.90	11.12
g, см	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
g/b < 0,25	0.059	0.125	0.057	0.068	0.125	0.072	0.090
N, кН	652.25	107.625	511.25	310.125	101.125	151.625	31
M, кН*см	0	0	0	0	0	0	0
F, кН	834.25	834.25	1164.13	1164.13	1164.13	0	0
d _b , см	12	8	12	10	8	10	8
f, см	2	4	2	3	4	3	4
α, °	45	90	43	43	90	46	46
γ _d	1.2	1	1	1.2	1	1	1
A, см ²	46.44	46.44	46.44	46.44	46.44	46.44	46.44
R _y , кН*см ²	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6
F / (AR _y) > 0,5	0.52	0.52	0.72	0.72	0.72	0.00	0.00
γ _D	0.981	0.981	0.776	0.776	0.776	1.000	1.000
t, см	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
K _{исп}	0.69	0.61	0.77	0.63	0.72	0.32	0.10

Примечания:

1. При $\frac{g}{b} \leq 0,25$ и $\frac{d}{D} \leq 0,9$

$$K_{исп} = \left(N + \frac{1,5 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{(0,4 + 1,8 \cdot \frac{g}{b}) \cdot f \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot \gamma_D \cdot R_y \cdot t^2 \cdot (b + g + \sqrt{2 \cdot D \cdot f})}$$

При $\frac{g}{b} > 0,25$ и $\frac{d}{D} \leq 0,9$

$$K_{исп} = \left(N + \frac{1,7 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{f \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot \gamma_D \cdot R_y \cdot t^2 \cdot (b + 2 \cdot \sqrt{2 \cdot D \cdot f})}$$

2. Коэффициент условий работы γ_c принят равным 1,03. Модуль упругости E принят 20600 кН/см²

Несущая способность элемента стенки нижнего пояса обеспечена.

Таблица 11 Несущая способность элементов решетки вблизи примыкания к верхнему поясу

Элемент	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
d, см	12	8	12	10	8	10	8
D, см	16	16	16	16	16	16	16
d/D < 0,9	0.75	0.50	0.75	0.63	0.50	0.63	0.50
g, см	1	1	1	1	1	1	1
b, см	21.15	8.01	18.67	13.90	8.01	14.40	10.60
g/b < 0,25	0.047	0.125	0.054	0.072	0.125	0.069	0.094
N, кН	652.25	107.625	511.25	310.125	101.125	151.625	31
M, кН*см	0	0	0	0	0	0	0
F, кН	450.75	450.875	450.875	1049	1049	1049	1131.125
d_b, см	12	8	12	10	8	10	8
f, см	2	4	2	3	4	3	4
α, °	48	87	40	46	87	44	49
γ_d	1.2	1	1	1.2	1	1	1
A_d, см²	33.64	14.4	33.64	18.36	14.4	18.36	14.4
R_{yd}, кН*см²	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65
t_d, см	0.8	0.5	0.8	0.5	0.5	0.5	0.5
4*(t_d/d_b)² - R_{yd}/E	1.78E-02	1.56E-02	1.78E-02	9.98E-03	1.56E-02	9.98E-03	1.56E-02
k	1	1	1	1	1	1	1
t, см	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
K_{исп} (прим. 1)	0.63	0.39	0.51	0.53	0.37	0.30	0.08

Несущая способность элементов решетки вблизи примыкания к верхнему поясу обеспечена.

Таблица 12 Несущая способность элементов решетки вблизи примыкания к нижнему поясу

Элемент	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
d, см	12	8	12	10	8	10	8
D, см	16	16	16	16	16	16	16
d/D < 0,9	0.75	0.50	0.75	0.63	0.50	0.63	0.50
g, см	1	1	1	1	1	1	1
b, см	16.97	8.00	17.60	14.66	8.00	13.90	11.12
g/b < 0,25	0.059	0.125	0.057	0.068	0.125	0.072	0.090
N, кН	652.25	107.625	511.25	310.125	101.125	151.625	31
M, кН*см	0	0	0	0	0	0	0
F, кН	834.25	834.25	1164.13	1164.13	1164.13	0	0
d_b, см	12	8	12	10	8	10	8
f, см	2	4	2	3	4	3	4
α, °	45	90	43	43	90	46	46
γ_d	1.2	1	1	1.2	1	1	1
A_d, см²	33.64	14.4	33.64	18.36	14.4	18.36	14.4
R_{yd}, кН*см²	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65	33.65
t_d, см	0.8	0.5	0.8	0.5	0.5	0.5	0.5
4*(t_d/d_b)² - R_{yd}/E	1.78E-02	1.56E-02	1.78E-02	9.98E-03	1.56E-02	9.98E-03	1.56E-02
k	1	1	1	1	1	1	1
t, см	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
K_{исп} (прим. 1)	0.60	0.39	0.54	0.50	0.37	0.31	0.08

Примечания:

$$1. \text{ При } \frac{g}{b} \leq 0,25 \quad \text{и} \quad \frac{d}{D} \leq 0,9 \quad K_{исп} = \left(N + \frac{0,5 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{(1,4 + 0,018 \cdot \frac{D}{t}) \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot k \cdot R_{yd} \cdot A_d}$$

$$\text{При } \frac{g}{b} > 0,25 \quad \text{и} \quad \frac{d}{D} \leq 0,9$$

2. Коэффициент условий работы γ_c принят равным 1,0
3. Модуль упругости E принят 210000 Н/мм²

Несущая способность элементов решетки вблизи примыкания к нижнему поясу обеспечена.

8.3 Проверка несущей способности стропильных балок

В качестве балок покрытия предусмотрены элементы прокатного двутаврового сечения I50Б1, I70Б1.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

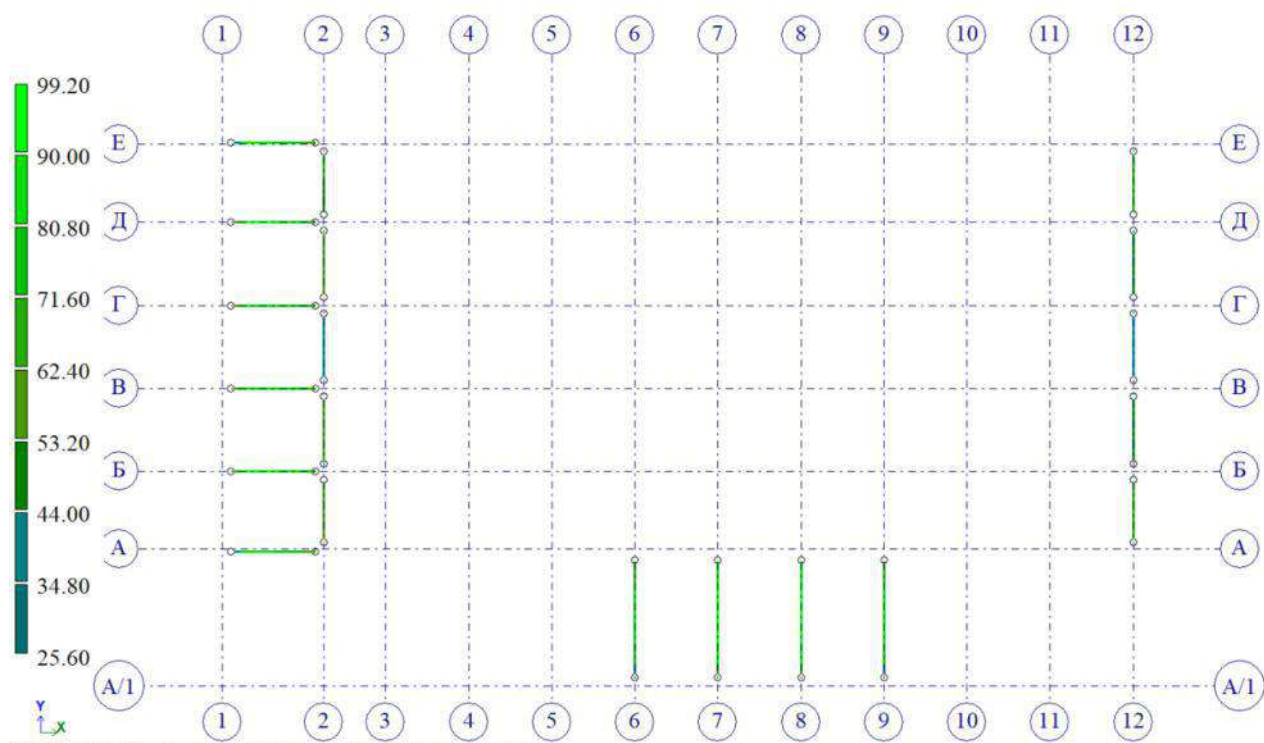


Рисунок 32 Мозаика коэффициентов использования сечений балок покрытия, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,99.

Проверка прогибов элемента:

Прогиб элемента от нормативной нагрузки составляет 24,0 мм < $L/209=9300/209=44,5$ мм. Условие выполнено.

9 Расчеты конструкций площадок

В качестве несущих балок площадок использованы элементы прокатного двутаврового сечения. Марка стали балок площадок – С245 по ГОСТ 27772-2015.

9.1 Проверка несущей способности балок площадки на отм. +6,000

В качестве несущих балок площадок использованы элементы прокатного двутаврового сечения.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

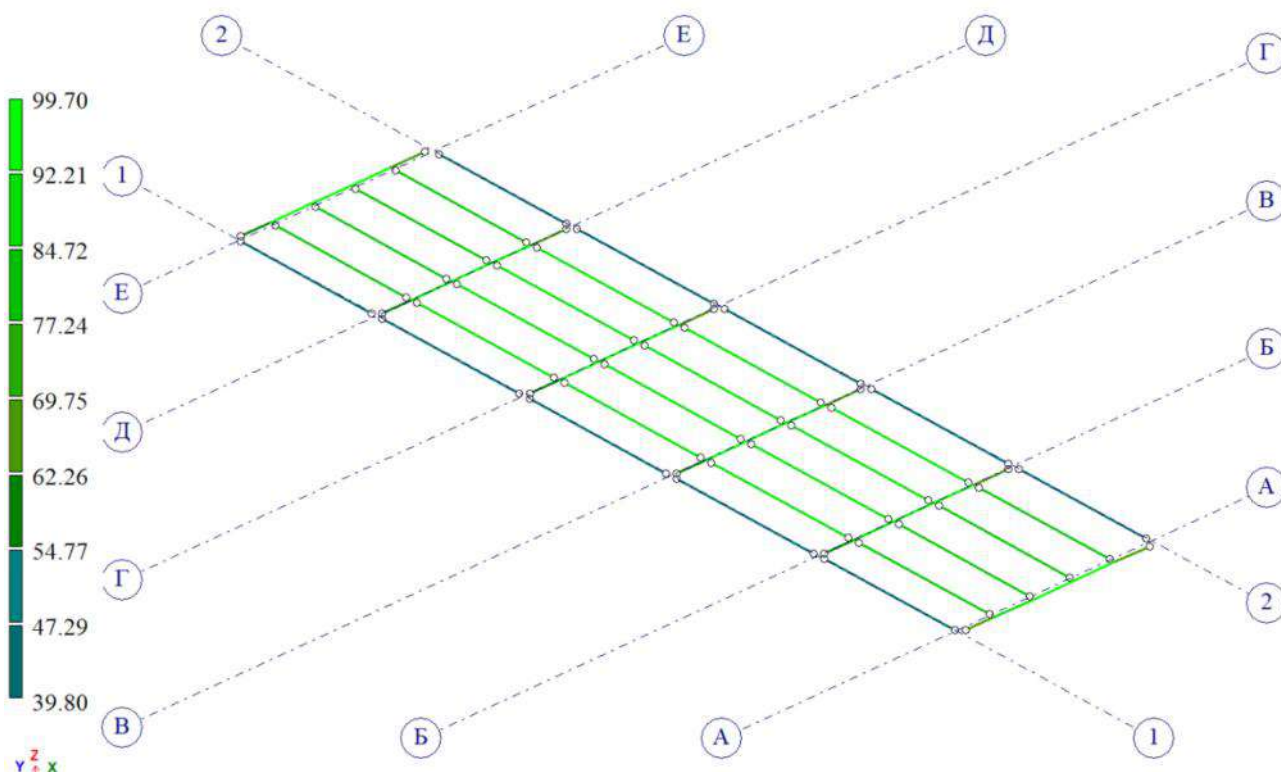


Рисунок 33 Мозаика коэффициентов использования сечений балок площадок, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,99.

10 Расчеты несущей способности элементов колонн и связей по колоннам

В качестве несущих колонн использованы элементы двутаврового сечения.

Марка стали элементов колонн основного каркаса – С245 по ГОСТ 27772-2015.

Связи по колоннам предусмотрены из квадратных гнутосварных профилей и элементов швеллерового сечения. Марка стали элементов связей – С245, С355 по ГОСТ 27772-2015.

10.1 Проверка элементов колонн основного каркаса

В качестве несущих колонн использованы элементы двутаврового сечения.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

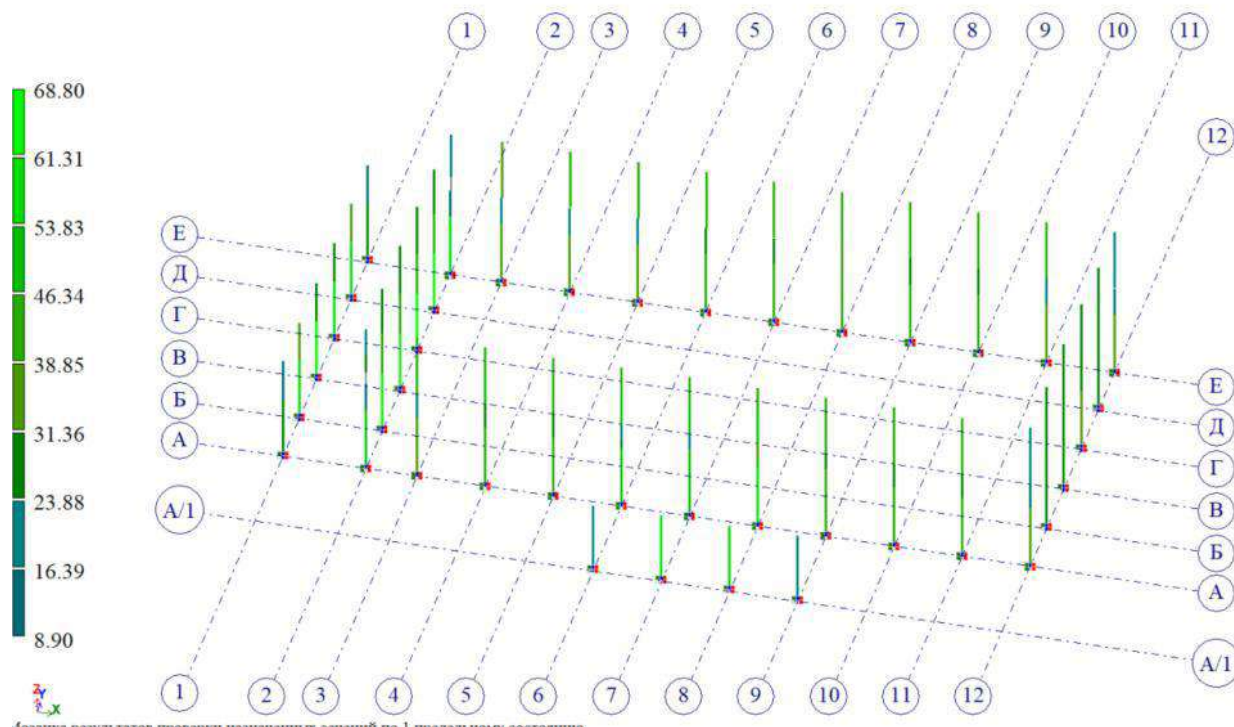


Рисунок 34 Мозаика коэффициентов использования сечений колонн, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,69.

10.2 Проверка элементов связей по колоннам

Связи по колоннам предусмотрены из квадратных гнутосварных профилей и швеллерового сечения.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

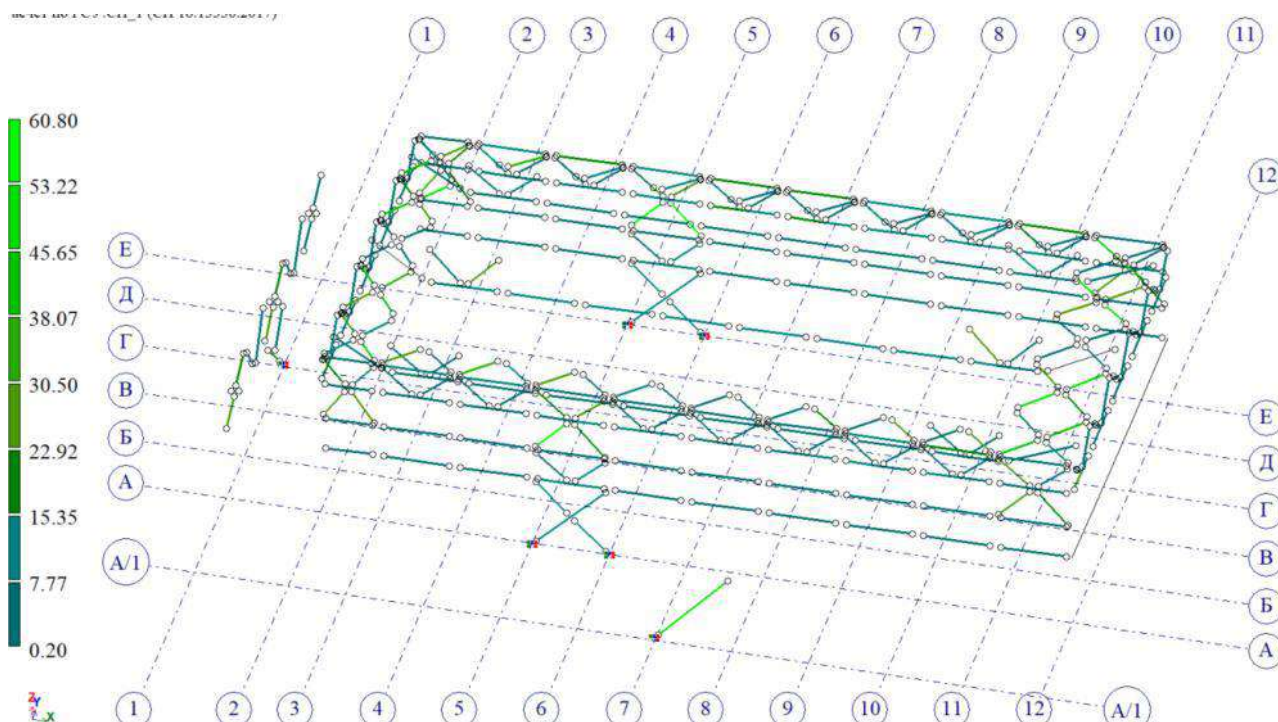


Рисунок 35 Мозаика коэффициентов использования сечений колонн, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,61.

11 Расчеты несущей способности фундаментов под основные колонны

Фундаменты под колонны каркаса предусмотрены мелкозалеженного, преимущественно состоящие из подколонника и плитной ступенчатой части. В качестве несущего армирования подколонников и плитной части предусмотрена арматура класса А400. Класс бетона – В25.

11.1 Проверка фундамента Фм1 под колонну

Расчетные комбинации нагрузок для проверки фундамента:

При расчете по I группе предельных состояний $N = 217,6$ кН; $M = 28800$ кН · см; $Q = 51,8$ кН.

При расчете по II группе предельных состояний $N = 167,4$ кН; $M = 22154$ кН · см; $Q = 40$ кН.

Положительное значение продольной силы означает прижим, изгибающий момент и поперечная сила действуют в плоскости поперечной рамы.

В качестве фундамента под колонну Фм1 использован монолитный фундамент мелкозалеженного, состоящий из надколонника и плитной части. Исходные данные приведены ниже.

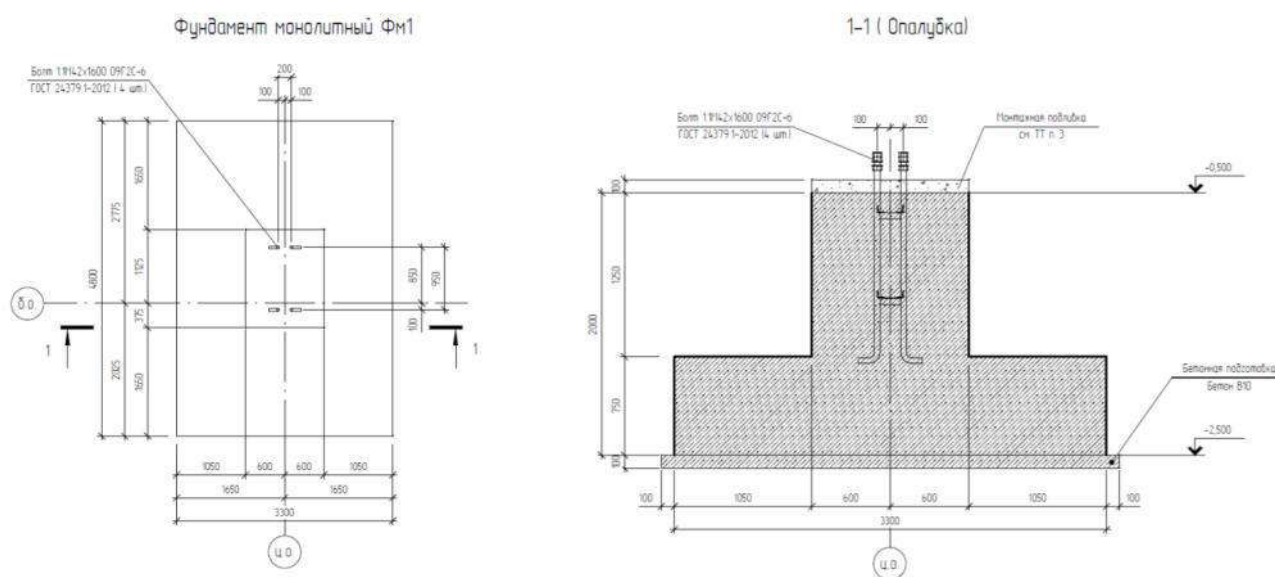


Рисунок 36 Конструкция фундамента под колонну

11.2 Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента

$$R = \left(\frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \right) \cdot [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c C_{II}]$$

В соответствии с данными отчета по инженерно-геологическим изысканиям «НОВ-3 и прилегающие сооружения (насосная станция пожаротушения, пожарные резервуары, ёмкость бытовых стоков, ЛОС в составе (КОС), резервуар накопитель дождевых стоков в составе КОС)», выполненного ООО «СевИнжГео» в 2022 году, подошва фундамента лежит на ИГЭ 2.

Принимаем следующие величины для подсчета расчетного сопротивления:

- Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента – $\gamma_{II}=18 \text{ кН/м}^3$;
- Расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента – $\gamma_{II}=18 \text{ кН /м}^3$;
- Коэффициенты условий работы: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$, коэффициент $k=1,0$
- характеристики грунтов определены испытаниями;

M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 5.5 СП 22.13330.2011;

Ширина подошвы фундамента $b=3,3 \text{ м}$; коэффициент $k_z=1$ – при ширине подошвы фундамента менее 10 м; расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента $c_{II}=33 \text{ кПа}$; угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 39^\circ$; глубина заложения фундамента от уровня планировки $d_1= 2,0 \text{ м}$.

Расчетное сопротивление грунта основания – $R=1088 \text{ кПа}$.

11.3 Расчет давлений под подошвой фундамента по II группе предельных состояний

Давление под подошвой фундамента:

$$p_{max}^{min} = \frac{N_{max}}{A_{под}} + \gamma_{mid} \cdot d_f + q \mp \frac{M_{x_{под}}}{W_x} \mp \frac{M_{y_{под}}}{W_y}, \text{ где}$$

$N_{max}=N_{II}$ – усилие полученное из статического расчета, тс;

$A_{под}$ – площадь подошвы фундамента, м²;

γ_{mid} – осреднённое значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах, принимаемое равным 19,6 кН/м³;

d_f – глубина заложения фундамента, м;

$M_{под}$ – момент под подошвой фундамента от сдвигающих усилий,

W – момент сопротивления сечения подошвы фундамента, м³;

q – нагрузка на полы, принимаемое равным 20 кПа.

Расчетная комбинация нагрузок:

$$N_{\text{ср}} := 167.4 \text{ кН} \quad M_{\text{ср}} := 22154 \text{ кН см} \quad Q_z := 40 \text{ кН}$$

Параметры фундамента:

$$\text{Высота фундамента от обреза до подошвы} \quad h_{\text{ср}} := 200 \text{ см}$$

$$\text{Параметры подошвы фундамента} \quad a_{\text{ср}} := 330 \text{ см} \quad b_{\text{ср}} := 480 \text{ см}$$

$$\text{Площадь подошвы фундамента} \quad A_{\text{ср}} := a \cdot b = 1.584 \times 10^5 \text{ см}^2$$

$$\text{Момент сопротивления площади подошвы фундамента} \quad W_{\text{ср}} := \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{330 \cdot 480^2}{6} = 1.3e7 = 1.3e7 \text{ см}^3$$

Давления под подошвой фундамента:

$$p_{\text{max}} := \frac{N}{A} + 19.62 \cdot 10^{-6} \cdot h + \frac{M_y + Q_z \cdot h}{W} = 0.0073 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$p_{\text{min}} := \frac{N}{A} + 19.62 \cdot 10^{-6} \cdot h - \frac{M_y + Q_z \cdot h}{W} = 0.00266 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$p_{\text{min}} = 0,0027 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > 0$ – отрыва подошвы фундамента не происходит.

Согласно п. 5.6.26 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*» крайнее давление при действии изгибающего момента вдоль одной оси фундамента не должно превышать 1,2R:

$$p_{\text{max}} = 73 \text{ кПа} < 1,2 R = 1,2 \cdot 1088 = 1306 \text{ кПа}$$

11.4 Расчет сечений фундамента по прочности

Расчет изгибаемых железобетонных элементов следует производить из условия:

$$M < M_{ult}$$

M_{ult} – предельный изгибающий момент, который может воспринять сечением элемента.

Согласно рабочим чертежам рабочее армирование плитной части фундамента в направлении цифровых осей (в плоскости рамы) выполнено сетками, состоящей из стержней диаметром 20 мм класса прочности – А400.

Проверим наиболее нагруженное сечение фундамента шириной 1,0м.

Расчетная комбинация нагрузок:

$$\underline{N}_w := 217.6 \text{ кН} \quad M_y := 28800 \text{ кН см} \quad Q_z := 51.8 \text{ кН} \quad \gamma_n := 1.25$$

Параметры фундамента: Высота фундамента от обреза до подошвы $h := 200 \text{ см}$

Параметры подошвы фундамента $a := 480 \text{ см} \quad b := 330 \text{ см}$

Площадь подошвы фундамента $A_w := a \cdot b = 1.584 \times 10^5 \text{ см}^2$

Момент сопротивления площади подошвы фундамента $W_w := \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{480 \cdot 330^2}{6} = 8.71e6 = 8.71e6 \text{ см}^3$

Момент инерции площади подошвы фундамента $J_w := \frac{a \cdot b^3}{12} = 1.44e9 \text{ см}^4$

Давления под подошвой фундамента:

$$p_{max} := \frac{N}{A} + 19.62 \cdot 10^{-6} \cdot h + \frac{M_y + Q_z \cdot h}{W} = 0.00979 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению $R_s := 34.0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad E_s := 20601$

Площадь арматуры (5 стержней) $A_s := 15.7 \text{ см}^2$

Класс бетона В25 Расчетное сопротивление бетона на сжатие $R_b := 1.45 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$

Высота сжатой зоны $h_0 := 70 \text{ см}$

Вылет консоли нижней плиты $f := 165 \text{ см}$

$$x := \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = 1.12 \text{ см} \quad \xi R_h h_0 := \frac{0.8}{1 + \frac{E_s \cdot 0.0035}{R_s}} \cdot h_0 = 38.055 \text{ см}$$

$$M_{ult} := R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0.5x) = 37067.0 \quad M := p_{max} \cdot 100 \cdot f \cdot \frac{f}{2} = 13326.0 \quad K_{исп} := \frac{M \cdot \gamma_n}{M_{ult}} = 0.449$$

Несущая способность обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,45.

11.5 Расчет конструкции подколонника

Подколонник фундамента предусмотрен прямоугольного сечения с размерами 1200х1500(н)мм. Согласно чертежам армирование подколонника фундамента выполнено стержнями диаметром 20 мм. Класс арматуры – А400. Расчетное сечение подколонника показано ниже.

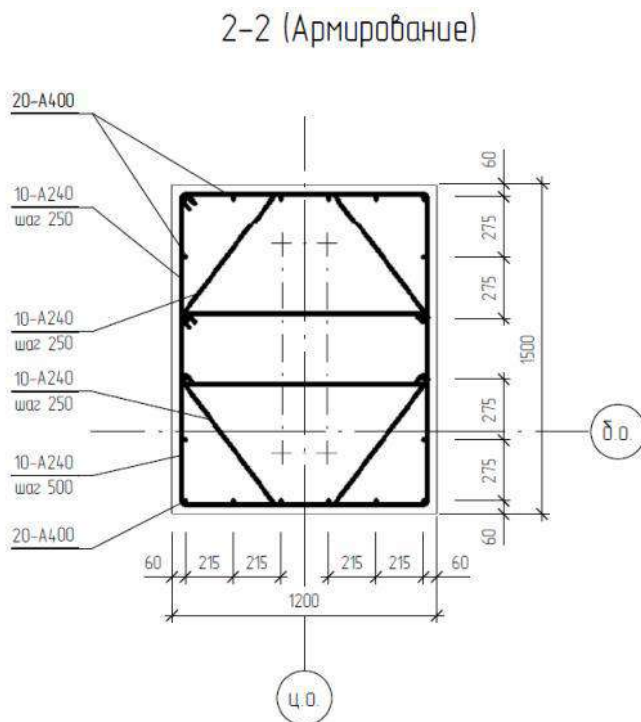


Рисунок 37 Расчетное сечение элемента подколонника

Максимальные усилия в расчетном сечении

$$M_y := 28800 \cdot 1.25 + 51.8 \cdot 125 \cdot 1.25 = 44094.0 \text{ кНсм} \quad N := 217.6 \cdot 1.25 = 272.0 \text{ кН}$$

Усилия от постоянных и длительных нагрузок

$$M_{y1} := 44094 \text{ кНсм} \quad N_1 := 272 \text{ кН}$$

Класс бетона В25

$$\text{Модуль упругости } E_b := 3000 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\text{Расчетное сопротивление бетона на сжатие } R_b := 1.45 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Продольная арматура А400 диаметром $d := 2.0$

$$\text{Площадь арматуры в растянутой зоне (6 стержней)} \quad A_{sy} := 18.8 \quad A_{sy1} := 0$$

$$\text{Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению} \quad R_s := 34$$

$$\text{Расчетное сопротивление продольной арматуры сжатию} \quad R_{sc} := 34$$

$$\text{Модуль упругости арматуры} \quad E_s := 20601$$

$$\text{Высота сечения} \quad h := 150 \quad b := 120$$

$$\text{Защитный слой бетона} \quad m_1 := 5$$

$$\text{Высота сжатой зоны} \quad h_0 := h - m_1 = 145$$

$$\text{Геометрическая длина} \quad L_y := 125$$

$$\text{Расчетные длины} \quad l_0 := 2.0 \cdot L_y = 250$$

Момент внешних сил относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр наименее сжатого стержня арматуры от действия всех нагрузок

$$M_{Iy} := M_y + N \cdot (h_0 - m_1) \div 2 = 63134.0$$

Момент внешних сил относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр наименее сжатого стержня арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок

$$M_{Iy1} := M_{y1} + N_1 \cdot (h_0 - m_1) \div 2 = 63134.0$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента

$$\varphi_1 := 1 + \frac{M_{Iy1}}{M_{Iy}} = 2.0$$

Эксцентриситеты

$$e_0 := \frac{M_y}{N} = 162.0$$

$$\delta_{ey} := \frac{e_0}{h} = 1.08 \quad \blacksquare > 0.15 \quad \text{и} \quad \blacksquare < 1.5$$

Момент инерции сечения бетона:

$$J_w := \frac{b \cdot h^3}{12} = 3.37e7$$

Момент инерции всей продольной арматуры:

$$J_s := A_{sy} \cdot \left(\frac{h}{2} - m_1\right)^2 + A_{sy1} \cdot \left(\frac{h}{2} - m_1\right)^2 = 92119.0$$

$$k_s := 0.7$$

$$k_b := \frac{0.15}{\varphi_1 \cdot (0.3 + \delta_{ey})} = 0.0543$$

Жесткость железобетонного элемента в предельной стадии

$$D_y := k_b \cdot E_b \cdot J + k_s \cdot E_s \cdot J_s = 6.82e9$$

Критические силы в плоскости действия момента

$$N_{crity} := \pi^2 \cdot \frac{D_y}{l_0^2} = 1.08e6$$

Коэффициенты учета влияния прогиба

$$\eta := \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crity}}} = 1.0$$

$$\xi_w := e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - m_1}{2} = 232.0$$

$$\xi_R := \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{7000}} = 0.796$$

$$x := \frac{N + R_s \cdot A_{sy} - R_{sc} \cdot A_{sy1}}{R_b \cdot b} = 5.24 \quad \bullet < \bullet \quad \xi_R \cdot h_0 = 0.796 \cdot 145 = 115.0$$

Условие выполнено.

$$M_{нес} := R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_{sy1} \cdot (h_0 - m_1) = 1.45 \cdot 120 \cdot 5.24 \cdot (145 - 0.5 \cdot 5.24) + 34 \cdot [0 \cdot (145 - 5)] = 129816.0 = 129816.0$$

$$\bullet > \bullet \quad N \cdot e = 6.31 \times 10^4 \quad \text{Коэффициент использования} \quad k_{исп} := \frac{N \cdot e}{M_{нес}} = 0.486$$

Несущая способность подколонника обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,49.

11.6 Расчет основания по несущей способности

Расчет оснований по несущей способности выполняют на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом на грунт, исходя из условия:

$$F \leq \frac{\gamma_c \cdot N_u}{\gamma_n}$$

где F – расчетная нагрузка на основание, кН;

N_u – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, кН.

Расчетная комбинация усилий, действующих на базу колонны (по I группе предельных состояний):

$$N_{\text{ww}} := 217.6 \text{ кН} \quad M := 28800 \text{ кН см} \quad Q := 51.8 \text{ кН}$$

Размеры подошвы фундамента: длина $l_{\text{ww}} := 480 \text{ см}$ ширина $b := 330 \text{ см}$

Глубина заложения $h := 200 \text{ см}$

Собственный вес фундамента и грунта на уступах: $P_f := 1 \cdot b \cdot h \cdot 0.00002 = 633.6 \text{ кН}$

Расчетное значение удельного сцепления грунта и угла внутреннего трения $c_1 := 0.00033 \quad \varphi_1 := 39$

Расчетная вертикальная нагрузка на основание: $F_v := N + 1.1P_f = 915.0 \text{ кН}$

Расчетная горизонтальная нагрузка на основание: $F_h := Q = 51.8 \text{ кГс}$

Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание:

$$\operatorname{tg} \delta := \frac{F_h}{F_v} = 0.0566 \quad \blacksquare < \blacksquare \quad \sin \left(\frac{\pi \cdot \varphi_1}{180} \right) = 0.629$$

Условие выполнено, соответственно, расчет на сдвиг по подошве производить не требуется.

Изгибающий момент в уровне подошвы фундамента: $M_x := M + Q \cdot h = 3.916 \times 10^4 \text{ кН см}$

Эксцентриситет приложения нагрузки: $e_x := \frac{M_x}{F_v} = 42.798 \text{ см}$

Приведенные габариты фундамента: $l_1 := l - 2 \cdot e_x = 394.404 \text{ см} \quad b_1 := b = 330 \text{ см}$

Безразмерные коэффициенты: $N_\gamma := 48.3 \quad N_q := 52.71 \quad N_c := 61.63$

Расчетный удельный вес грунтов, находящихся ниже и выше подошвы фундамента: $\gamma_1 := 0.00002 \quad \gamma_2 := 0.00002$

Параметры формы подошвы фундамента: $\eta := \frac{l_1}{b_1} = 1.195$

$$\xi_\gamma := 1 - \frac{0.25}{\eta} = 0.791 \quad \xi_q := 1 + \frac{1.5}{\eta} = 2.255 \quad \xi_c := 1 + \frac{0.5}{\eta} = 1.418$$

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления:

$$N_u := b_1 \cdot l_1 \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b_1 \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_2 \cdot h + N_c \cdot \xi_c \cdot c_1) = 9.845 \times 10^4 \text{ кН}$$

Коэффициент условий работы $\gamma_c := 1$

Коэффициент надежности по назначению (Уровень ответственности) $\gamma_n := 1.25$

Условие устойчивости основания $F_{\text{ww}} := F_v = 915 \quad \blacksquare < \blacksquare \quad \frac{\gamma_c \cdot N_u}{\gamma_n} = 7.876 \times 10^4$

Условие выполнено.

12 Расчет на прогрессирующее обрушение

Проверочный расчет конструкций здания насосной станции на прогрессирующее обрушение производится для нескольких вариантов отказа несущих колонн.

Расчёты конструкций выполнены в соответствии с требованиями СП 16.13330.2011 «СНиП II-23-81*. Стальные конструкции», СП 20.13330.2011 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия» и СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения».

При расчетах на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение используются следующие положения:

- расчет выполняется для комбинации загружений, которая включает постоянные, длительные и кратковременные нагрузки;
- несущая способность элементов определяется только для первой группы предельных состояний (прочность и устойчивость);
- конструкции рассчитываются на действие нормативных значений нагрузок;
- при проверке элементов принимаются нормативные значения характеристик материалов;
- коэффициент надежности по ответственности принимается $\gamma_n=1,0$;
- коэффициенты сочетания нагрузок принимаются как для особого сочетания;
- для стальных элементов учитывается коэффициент условий работы $\gamma_c=1,1$.

12.1 Описание расчетной схемы для варианта 1

В качестве расчетной ситуации на прогрессирующее обрушение для варианта 1 выбрана ситуация отказа рядовой колонны по оси А/7.

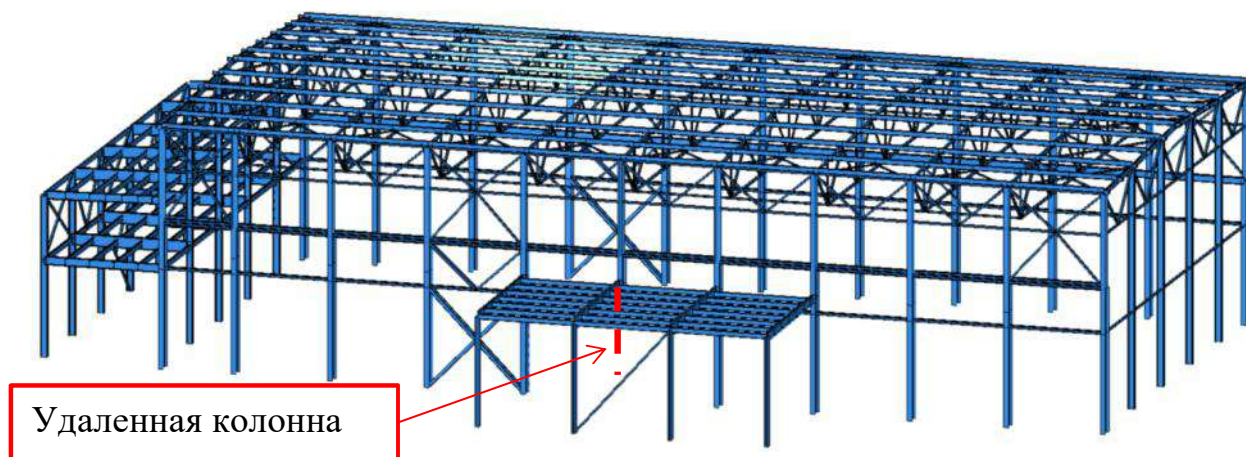


Рисунок 38 Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, в том числе за счет дополнительного включения элементов связей по колоннам.

12.2 Проверка элементов для варианта 1

Проверка элементов связей произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

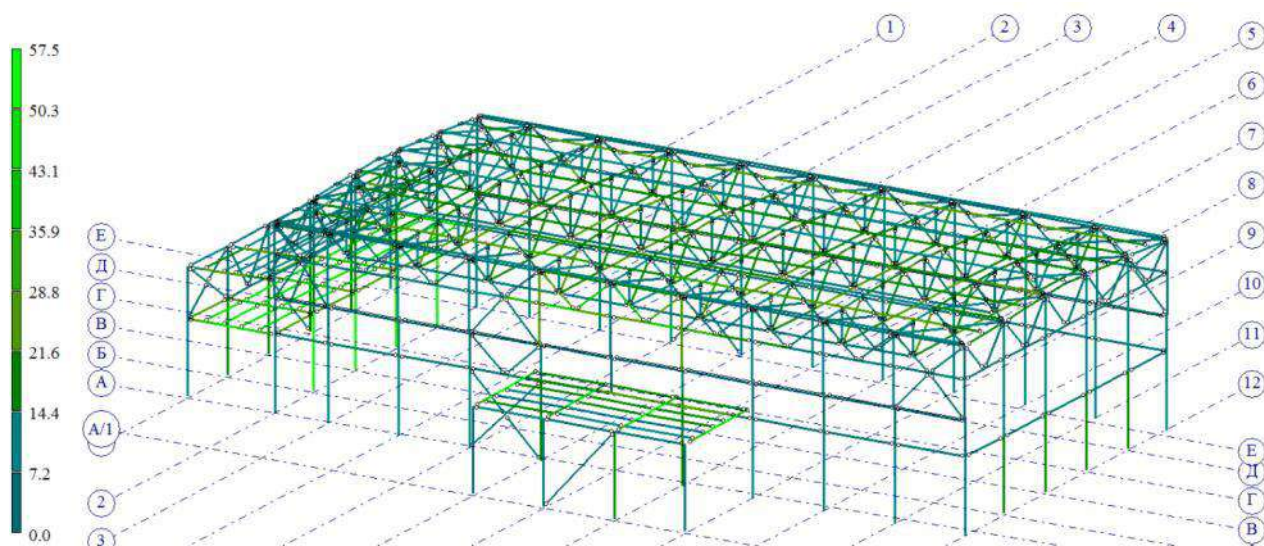


Рисунок 39 Мозаика коэффициентов использования сечений,
%

Несущая способность элементов обеспечена.

12.3 Описание расчетной схемы для варианта 2

В качестве расчетной ситуации на прогрессирующее обрушение для варианта 2 выбрана ситуация отказа рядовой колонны по оси В/2.

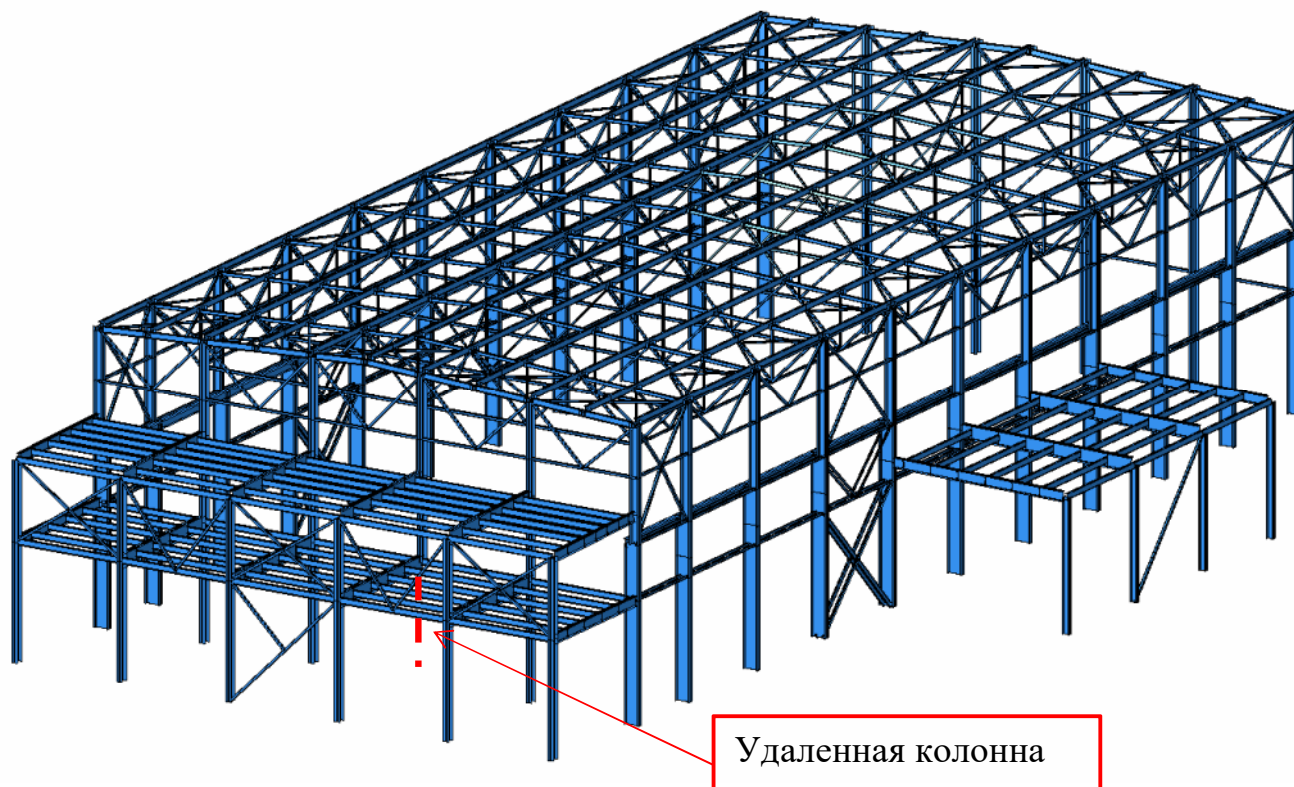


Рисунок 40 Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, в том числе за счет дополнительного включения вертикальных связей по колоннам.

12.4 Проверка элементов для варианта 2

В результате произошедших изменений системы элементы вертикальных связей начинают работать в качестве центрально сжатых стержней.

Проверка элементов связей произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

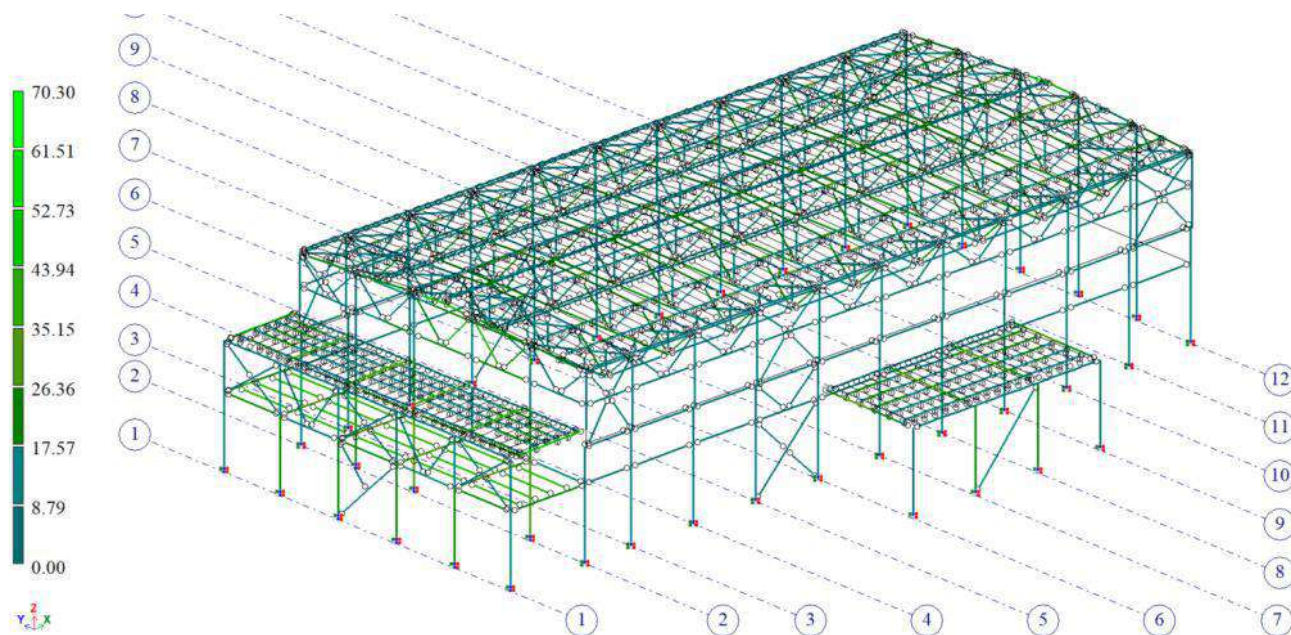


Рисунок 41 Мозаика коэффициентов использования сечений,
%

Несущая способность элементов обеспечена.

12.5 Описание расчетной схемы для варианта 3

В качестве расчетной ситуации на прогрессирующее обрушение для варианта 3 выбрана ситуация отказа рядовой колонны по оси Д/1.



Рисунок 42

Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, в том числе за счет дополнительного включения вертикальных связей по колоннам.

12.6 Проверка элементов для варианта 3

В результате произошедших изменений системы элементы вертикальных связей начинают работать в качестве центрально сжатых стержней.

Проверка элементов связей произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

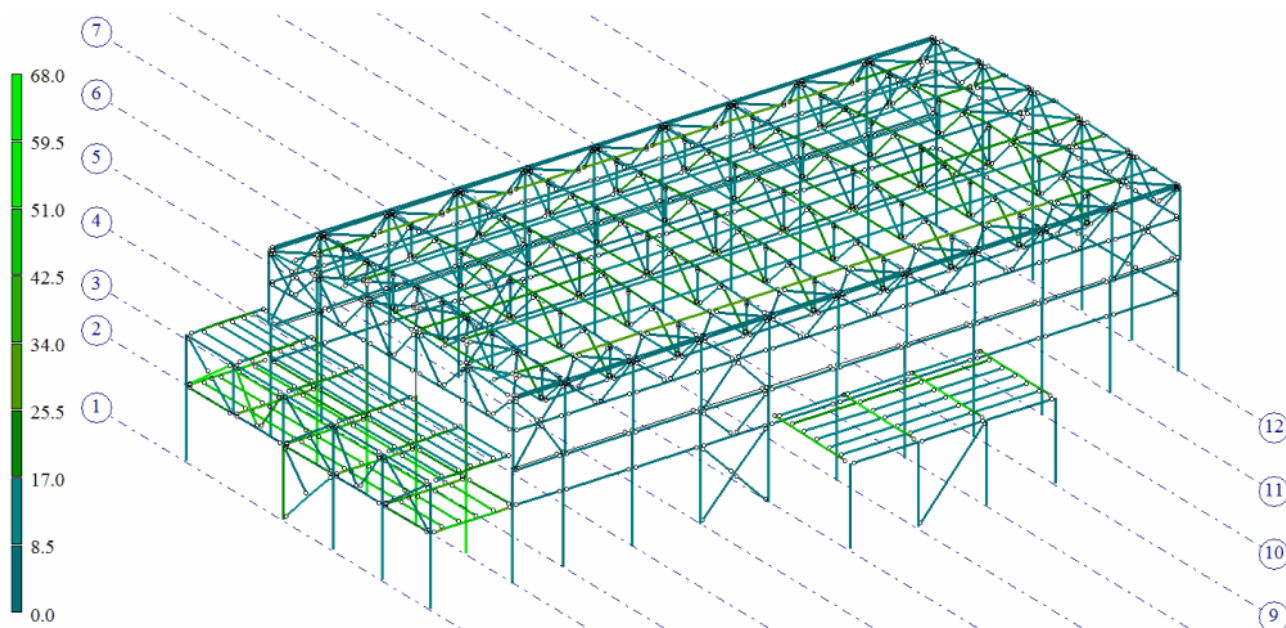


Рисунок 43 Мозаика коэффициентов использования сечений,
%

Несущая способность элементов обеспечена.

12.7 Описание расчетной схемы для варианта 4

В качестве расчетной ситуации на прогрессирующее обрушение для варианта 4 выбрана ситуация отказа рядовой колонны по оси А/1 / 7.

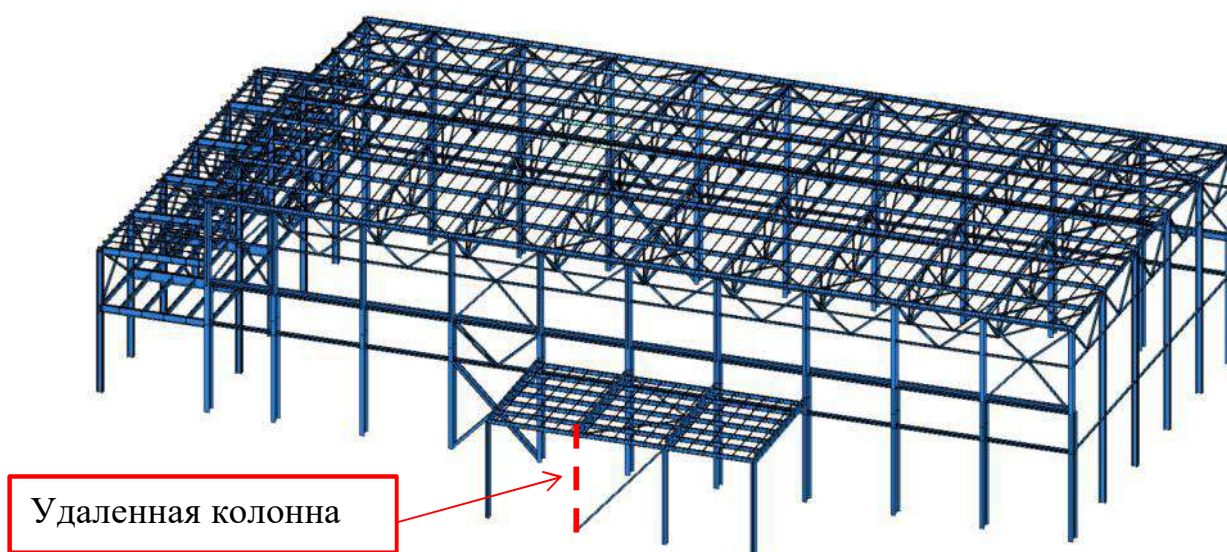


Рисунок 44 Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, в том числе за счет дополнительного включения прогонов покрытия.

12.8 Проверка элементов для варианта 4

В результате произошедших изменений системы элементы прогонов работают по неразрезной схеме.

Проверка элементов связей произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

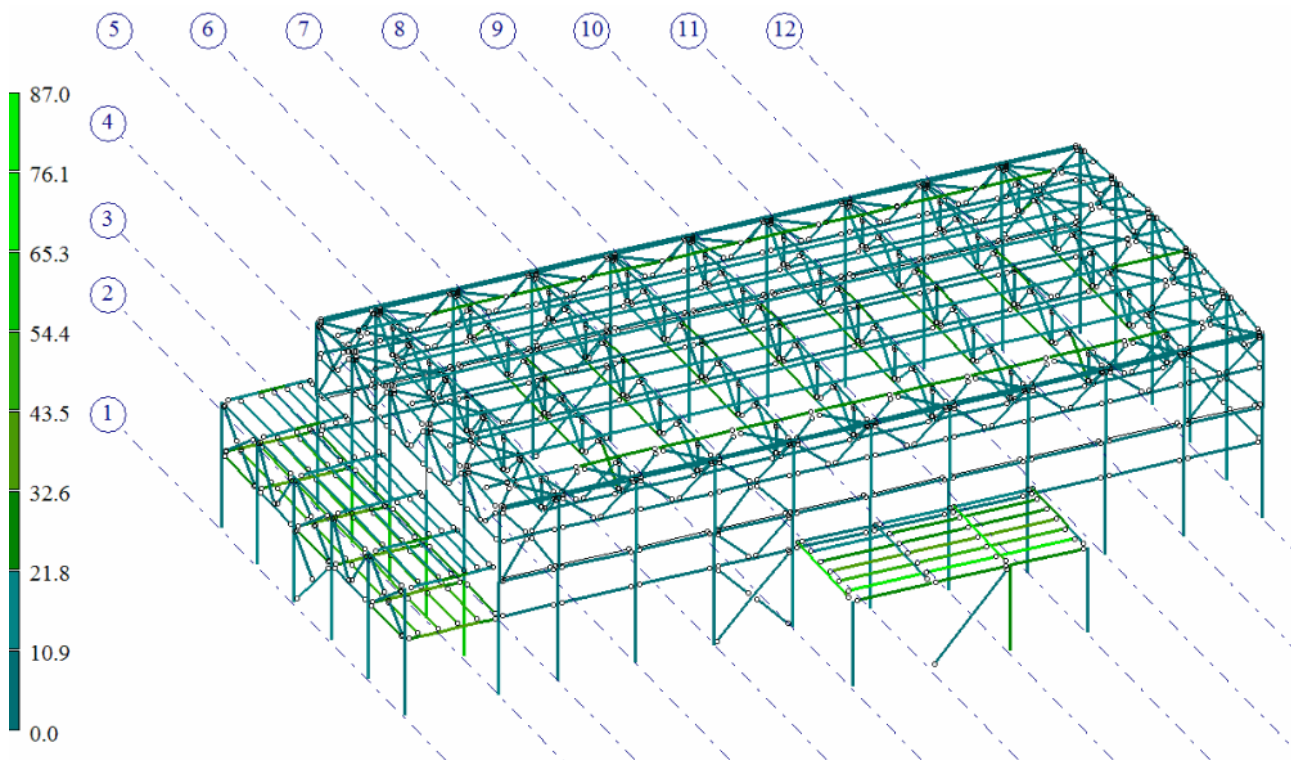


Рисунок 45 Мозаика коэффициентов использования сечений,
%

Несущая способность элементов обеспечена.

Так как несущая способность элементов обеспечена, можно сделать вывод о том, что конструкция здания устойчива к прогрессирующему обрушению.

13 Заключительная часть


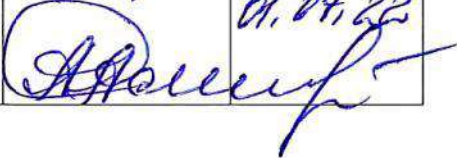
По результатам выполненных расчетов можно сделать следующие выводы:

- несущая способность профилированного настила обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,94;
- несущая способность профилированного настила на остальных участках обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,56;
- несущая способность подкрановых балок обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,75;
- несущая способность прогонов покрытия обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,99;
- несущая способность стропильных ферм покрытия обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,77;
- несущая способность стропильных балок покрытия обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,99;
- несущая способность балок площадок обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,99;
- несущая способность колонн основного каркаса обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,69;
- несущая способность связей по колоннам обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,61;
- несущая способность фундаментов обеспечена;
- здание устойчиво к прогрессирующему обрушению.

Таблица регистрации изменений

Таблица регистрации изменений								
Изм.	Номера листов (страниц)				Всего листов (страниц) в док.	Номер док.	Подп.	Дата
	измененных	замененных	новых	аннулированных				

Список исполнителей

Должность	Ф.И.О.	Подпись	Дата
Главный специалист, ответственный исполнитель проверочных расчетов	М.Ю. Кораблев		
Нормоконтролер	А.А. Смирнов		01.07.22

Содержание

1	Основные положения расчетов.....	4
2	Исходные данные для проведения проверочного расчета	6
3	Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции	7
3.1	Постоянная нагрузка	7
3.2	Снеговая нагрузка.....	8
3.3	Ветровая нагрузка.....	9
3.4	Нагрузка от веса промпроводок на покрытии	10
3.5	Технологическая нагрузка на площадках	10
3.6	Крановая нагрузка (мостовой кран)	10
3.7	Крановая нагрузка (подвесное крановое оборудование)	11
4	Особенности расчетной схемы	12
5	Расчеты профилированного настила	13
5.1	Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-Б/1-13.....	13
5.2	Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-А/3 / 13-15	14
6	Сбор нагрузок на конструкции здания	16
6.1	Постоянные нагрузки	16
6.2	Нагрузка от веса промпроводок на кровле (L5).....	19
6.3	Снеговая нагрузка (L6).....	20
6.4	Ветровая нагрузка.....	21
6.5	Технологическая нагрузка на площадках (L11).....	22
6.6	Подвесное крановое оборудование (L12).....	23
6.7	Нагрузка от мостового крана (L13-L16).....	24
7	Расчеты подкрановых балок	25
7.1	Расчёт рядовой подкрановой балки БП1 в осях 3-4.....	25
8	Расчеты конструкций покрытия	36
8.1	Проверка несущей способности прогонов покрытия	36
8.2	Проверка несущей способности рядовой фермы ФС1	37
8.3	Проверка несущей способности стропильных балок	39
9	Расчеты конструкций площадок	40
9.1	Проверка несущей способности балок площадки на отм. +5,300.....	40
10	Расчеты несущей способности элементов колонн и связей по колоннам	41

10.1	Проверка элементов колонн основного каркаса	41
10.2	Проверка элементов связей по колоннам	42
11	Расчеты несущей способности фундаментов под основные колонны	43
11.1	Проверка фундамента ФМ1 под колонну.....	43
11.2	Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента.....	44
11.3	Расчет давлений под подошвой фундамента по II группе предельных состояний.....	45
11.4	Расчет сечений фундамента по прочности	46
11.5	Расчет конструкции подколонника	47
11.6	Расчет основания по несущей способности	51
12	Расчет на прогрессирующее обрушение	53
12.1	Описание расчетной схемы для варианта 1	53
12.2	Проверка элементов для варианта 1	54
12.3	Описание расчетной схемы для варианта 2.....	55
12.4	Проверка элементов для варианта 2	56
12.5	Описание расчетной схемы для варианта 3.....	57
12.6	Проверка элементов для варианта 3	58
12.7	Описание расчетной схемы для варианта 4.....	59
12.8	Проверка элементов для варианта 4	60
13	Заключительная часть	62
	Таблица регистрации изменений.....	63

1 Основные положения расчетов

Проверочные расчеты основных конструкций здания пульпонасосной станции выполнены в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81*. Стальные конструкции», СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия», СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений».

Конструктивная схема здания – каркасная. Каркас образован за счет плоских поперечных рам, объединенных в продольном направлении связями.

Несущие конструкции воспринимают следующие нагрузки:

- собственный вес несущих и ограждающих конструкций;
- технологическую нагрузку на площадках;
- вес снегового покрова;
- ветровую нагрузку;
- крановую нагрузку.

Сечения конструкций приняты по проектным данным. Нагрузка от оборудования принята в соответствии с технологическими данными.

Материал конструкций в расчётах принят по проектным данным:

- сталь С245 по ГОСТ 27772-2015. В соответствии с ГОСТ 27772-2015 минимальный предел текучести для этой стали равен 235 Н/мм^2 (при толщине элемента более 4мм). Коэффициент надёжности по материалу принят $\gamma_m=1,025$;
- сталь С255 по ГОСТ 27772-2015. В соответствии с ГОСТ 27772-2015 минимальный предел текучести для этой стали равен 245 Н/мм^2 (при толщине элемента до 20мм). Коэффициент надёжности по материалу принят $\gamma_m=1,025$;
- сталь С355 по ГОСТ 27772-2015. В соответствии с ГОСТ 27772-2015 минимальный предел текучести для этой стали равен 336 Н/мм^2 (при

толщине элемента более 16мм). Коэффициент надёжности по материалу принят $\gamma_m=1,025$.

Здание пульпонасосной станции относится к категории зданий повышенного уровня ответственности, коэффициент надёжности по ответственности принят $\gamma_n=1,1$.

Статический расчет производился с использованием программного комплекса ЛИРА САПР, предназначенного для численного исследования на ЭВМ напряженно-деформированного состояния и устойчивости конструкций.

2 Исходные данные для проведения проверочного расчета

Снеговой район – V с расчетным значением веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли 3,5 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

По значению ветрового давления территория относится к II району с нормативным значением 0,30 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

Технологические нагрузки приняты в соответствии с данными Заказчика.

3 Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции

3.1 Постоянная нагрузка

Сбор постоянных нагрузок от веса конструкции покрытия и перекрытий приведен в таблице 1.

Таблица 1 Интенсивность постоянных нагрузок

Наименование	Нормативное значение нагрузки, кН/м ²	Коэф. надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки, кН/м ²
Постоянная нагрузка от веса покрытия			
Техноэласт ЭКП	0,03	1,2	0,036
Унифлекс ЭМП	0,03	1,2	0,036
Теплоизоляция Технориф В проф (γ=1,9 кН/м ³ , толщина 50мм)	0,095	1,2	0,114
Теплоизоляция Технориф Н проф (γ=1,2 кН/м ³ , толщина 100мм)	0,12	1,2	0,144
Пароизоляция	0,01	1,2	0,012
Профилированный лист Н75-750-0,8	0,11	1,05	0,12
ИТОГО:	0,395		0,462
Постоянная нагрузка от веса перекрытий на отм. +5,300			
Покрытие из бетона В25 с упрочненным верхним слоем (γ=25кН/м ³ , толщина 100мм)	2,5	1,3	3,25
Монолитная плита (γ=25кН/м ³ , толщина 200мм)	5,0	1,1	5,5
ИТОГО:	7,50		8,75
Постоянная нагрузка от веса покрытия венткороба на отм. +5,300			
Сэндвич панель толщиной 150мм	0,35	1,2	0,42
ИТОГО:	0,35		0,42

Собственный вес несущих металлических конструкций учитывается автоматически с коэффициентом надежности по нагрузке – 1,05.

Собственный вес кирпичных стен венткороба принята 15кН/м, коэффициент надёжности по нагрузке 1,3.

Собственный вес наружного стенового ограждения (стеновые панели толщиной 150мм по стальному каркасу) принят $0,5 \text{ кН/м}^2$, коэффициент надежности по нагрузке составляет 1,2.

3.2 Снеговая нагрузка

Расчетное значение снеговой нагрузки без учета повышенных снегоотложений принято $3,5 \text{ кН/м}^2$.

Для элементов прогонов равномерная снеговая нагрузка учитывается с дополнительным коэффициентом $\mu = 1,1$.

Учет повышенного снегоотложения на участке у оси 13

Перепад по конструкциям кровли у оси 13 составляет более 8,0м. Для дальнейших расчетов принимается величина перепада $h=8,0 \text{ м}$.

Коэффициенты μ рассчитываются по Приложению Б.8 СП 20.13330.2016 (здания с перепадом высоты).

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} \cdot (m_1 \cdot l'_1 + m_2 \cdot l'_2)$$

где $h=8,0 \text{ м}$, – высота перепада, отсчитываемая от карниза верхнего покрытия до кровли нижнего;

l'_1, l'_2 – длины участков верхнего и нижнего покрытия соответственно, с которых переносится снег в зону перепада высот, равные для покрытий:

$$l'_1 = l_1 = 72 \text{ м};$$

$$l'_2 = l_2 = 12 \text{ м};$$

m_1, m_2 – доли снега, переносимого ветром к перепаду высот, для верхнего и нижнего покрытий соответственно, для плоского покрытия с $\alpha \leq 20^\circ$ и при ширине пониженного покрытия $< 21 \text{ м} \Rightarrow m_1 = 0,4$;

$$m_2 = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{18}{21}} \cdot \left(1 - \frac{3}{35}\right) \cdot \left(1 - \frac{0}{30}\right) = 0,423$$

$$\mu = 1 + \frac{1}{8,0} \cdot (0,4 \cdot 72 + 0,423 \cdot 12) = 5,23 < \frac{2 \cdot h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8,0}{0,7 \cdot 3,5} = 6,4 \Rightarrow$$

$$b = 2h = 2 \cdot 8,0 = 16 \text{ м}$$

$$b = 16,0\text{м}$$

$$I'_1 > I'_2 = 72\text{м}, \text{ тогда } \mu \leq 6,0 \text{ и}$$

$$\Rightarrow \mu = 5,23.$$

$$\mu_1 = 1 - 2 \cdot m_2 = 1 - 2 \cdot 0,423 = 0,154$$

$\mu = 5,23$
 $\mu = 5,14$
 $\mu = 4,93$
 $\mu = 4,61$
 $\mu = 4,30$
 $\mu = 3,92$
 $\mu = 3,51$
 $\mu = 3,03$
 $\mu = 2,55$
 $\mu = 2,08$
 $\mu = 1,60$
 $\mu = 0,154$

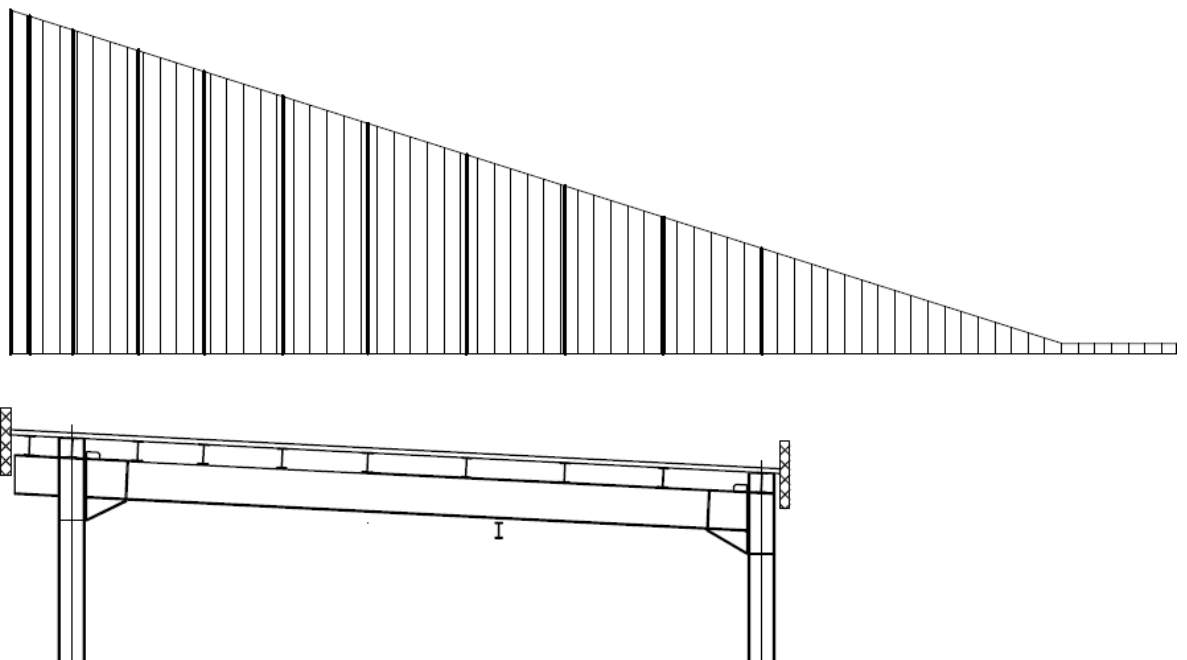


Рисунок 1 Распределение расчетной снеговой нагрузки по длине снегового мешка у оси 13

3.3 Ветровая нагрузка

Нормативное значение ветровой нагрузки определяется как сумма средней и пульсационной составляющих: $w = w_m + w_p$.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c,$$

где $w_0 = 0,3$ кПа – нормативное значение ветрового давления для II ветрового района;

c – аэродинамический коэффициент по прил. В.1 СП 20.13330.2016.

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления, для высоты z_e и типа местности В. $Z_e = h_{\text{сооруж}} \approx 29,4$ м, тогда $k(z_e) = 0,97$

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки определяется программно.

Ветровая нагрузка прикладывается к стойкам в виде равномерно-распределённой по длине.

3.4 Нагрузка от веса промпроводок на покрытии

Нагрузка от промпроводок на покрытии принимается величиной $0,42 \text{ кН/м}^2$. Коэффициент надежности по нагрузке - 1,2.

3.5 Технологическая нагрузка на площадках

Технологическая нагрузка на площадках принимается величиной 5 кН/м^2 . Коэффициент надежности по нагрузке - 1,2.

3.6 Крановая нагрузка (мостовой кран)

Здание оборудовано одним мостовым однобалочным краном грузоподъемностью 50/10тс.

Учитывается нагрузка от одного крана $Q = 50\text{тс}$, максимальная нормативная нагрузка на одно колесо $P_{\text{max1}}^H = 671 \text{ кН}$.

Минимальные нормативные вертикальные давления на колеса крана:

$$P_{\text{min1}}^H = \frac{Q_1 + G_{\text{кр1}}}{n_0} - P_{\text{max1}}^H = \frac{490 + 977}{2} - 671 = 62,5 \text{ кН}$$

Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением тележки:

$$T_1^H = \beta \cdot \frac{Q_1 + G_{\text{т1}}}{n_0} = 0,05 \cdot \frac{490 + 226}{2} = 17,9 \text{ кН}$$

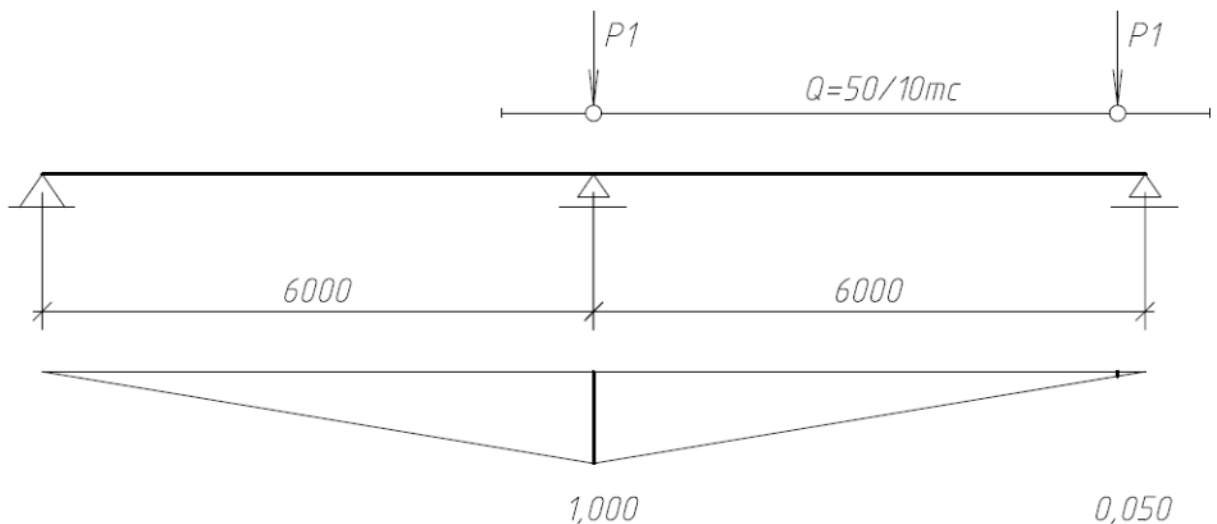


Рисунок 1 К определению нагрузок от мостового крана на колонну

Максимальная вертикальная нагрузка:

$$D_{\max 1} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum (P_i \cdot y_i) = 1,2 \cdot 1,0 \cdot (671 \cdot 0,05 + 671 \cdot 1,0) = 845,5 \text{ кН}$$

Минимальная вертикальная нагрузка:

$$D_{\min 1} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum (P_i \cdot y_i) = 1,2 \cdot 1,0 \cdot (62,5 \cdot 0,050 + 62,5 \cdot 1,0) = 78,8 \text{ кН}$$

Горизонтальная нагрузка от поперечного торможения тележек:

$$T_1 = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum (T_i \cdot y_i) = 1,2 \cdot 1,0 \cdot (17,9 \cdot 0,05 + 17,9 \cdot 1,0) = 22,5 \text{ кН}$$

3.7 Крановая нагрузка (подвесное крановое оборудование)

Здание оборудовано следующими подвесными к к покрытию кранами:

- участок м/о 12-13 Q=1,0тс;
- участок м/о 13-15 Q=1,0тс.

4 Особенности расчетной схемы

Расчет несущей способности основных несущих элементов здания пульпонасосной станции произведен с использованием программного комплекса ЛИРА САПР, позволяющего учесть физическую и геометрическую нелинейность элементов конструкций.

Расчетная схема наземной части – стержневая система. Соединение ферм покрытия с колоннами предусмотрено шарнирным, опирание колонн на фундаменты предусмотрено жестким (м/о 1-13) и шарнирным (м/о 13-15). Прогоны покрытия предусмотрены неразрезными. Соединение главных балок покрытия и перекрытия в составе рамы для участка м/о 13-15 принято жестким. Остальные соединения в схеме приняты шарнирными.

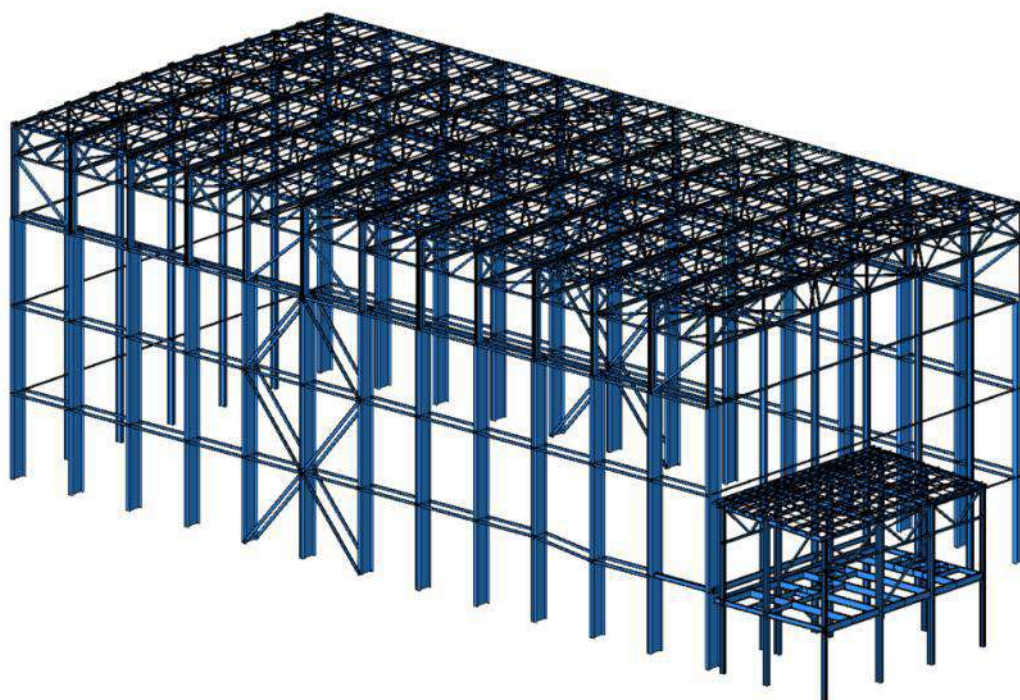


Рисунок 2 Общий вид расчетной схемы

5 Расчеты профилированного настила

В качестве несущего профилированного настила использован настил Н75-750-0,8.

Расчетное сопротивление стали по пределу текучести материала профилированного листа принято 21 кН/см^2 (класс 220 по ГОСТ 14918-2020).

5.1 Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-Б/1-13

Минимальное значение момента сопротивления сечения составляет $W_n = 25,8 \text{ см}^2$.

По результатам выполненного статического расчета определяем наибольшие усилия для проверки.

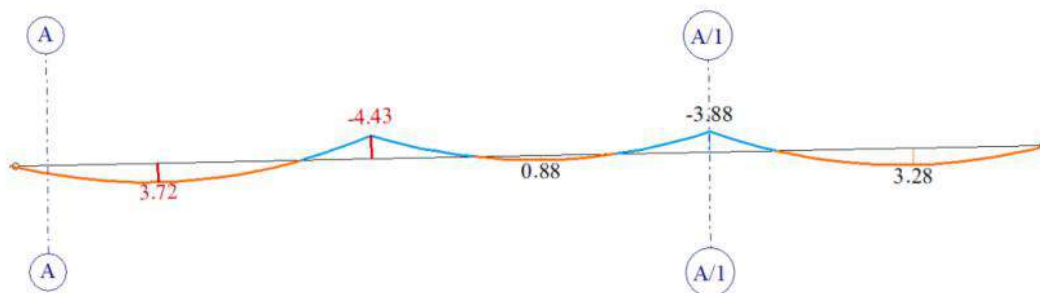


Рисунок 3 Эпюра изгибающего момента при действии расчетной комбинации нагрузок, кН·м

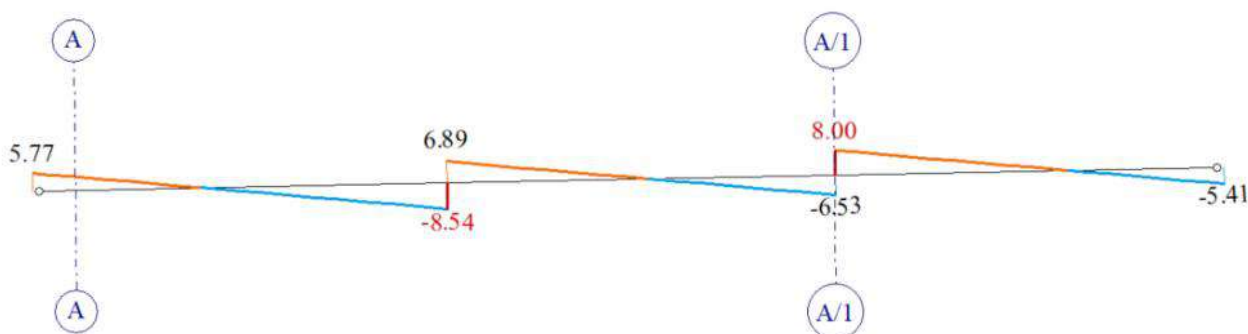


Рисунок 4 Эпюра поперечной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН

Проверка прочности сечения:

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где γ_c – коэффициент условия работы,

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый 1,1.

Расчетная величина изгибающего момента: $M_y = 443 \text{ кН} \cdot \text{см}$

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{443 \cdot 1,1}{25,8 \cdot 21 \cdot 1,0} = 0,90 < 1$$

Прочность сечения профилированных листов обеспечена.

5.2 Проверка несущей способности профилированного настила на участке покрытия м/о А-А/3 / 13-15

Минимальное значение момента сопротивления сечения составляет $W_n = 25,8 \text{ см}^2$.

По результатам выполненного статического расчета определяем наибольшие усилия для проверки.

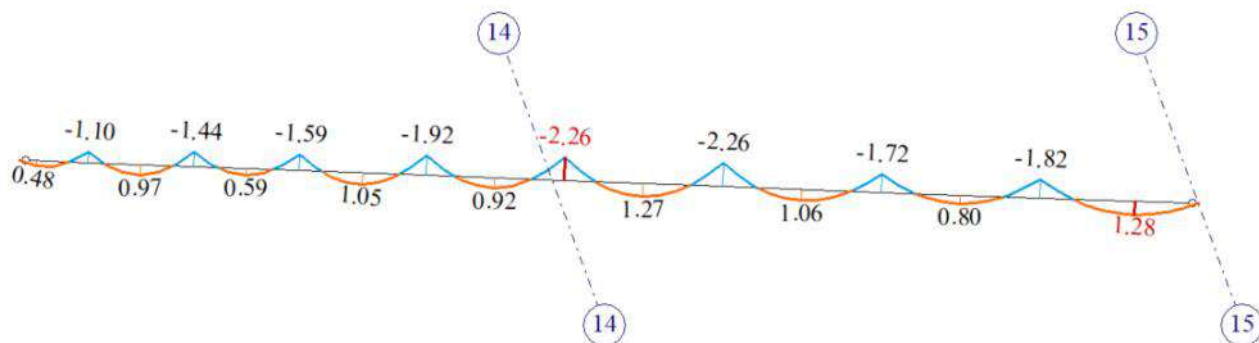


Рисунок 5 Эпюра изгибающего момента при действии расчетной комбинации нагрузок, кН·м

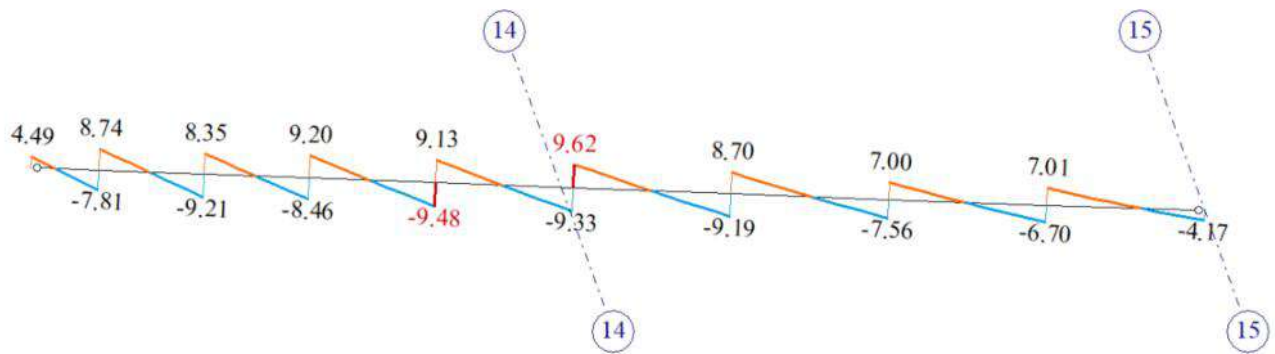


Рисунок 6 Эпюра поперечной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН

Проверка прочности сечения:

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где γ_c – коэффициент условия работы,

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый 1,1.

Расчетная величина изгибающего момента: $M_y = 226$ кН · см

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{226 \cdot 1,1}{25,8 \cdot 21 \cdot 1,0} = 0,46 < 1$$

Прочность сечения профилированных листов обеспечена.

6 Сбор нагрузок на конструкции здания

Сбор нагрузок на основные конструкции здания производится в соответствии с данными п. 3.

6.1 Постоянные нагрузки

1. Собственный вес основных несущих конструкций (L1)

Собственный вес несущих конструкций учитывается автоматически с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,05$ для металлических конструкций.

2. Собственный вес конструкции покрытия (L2)

Мозаика равномерно-распределенной нагрузки показана ниже.

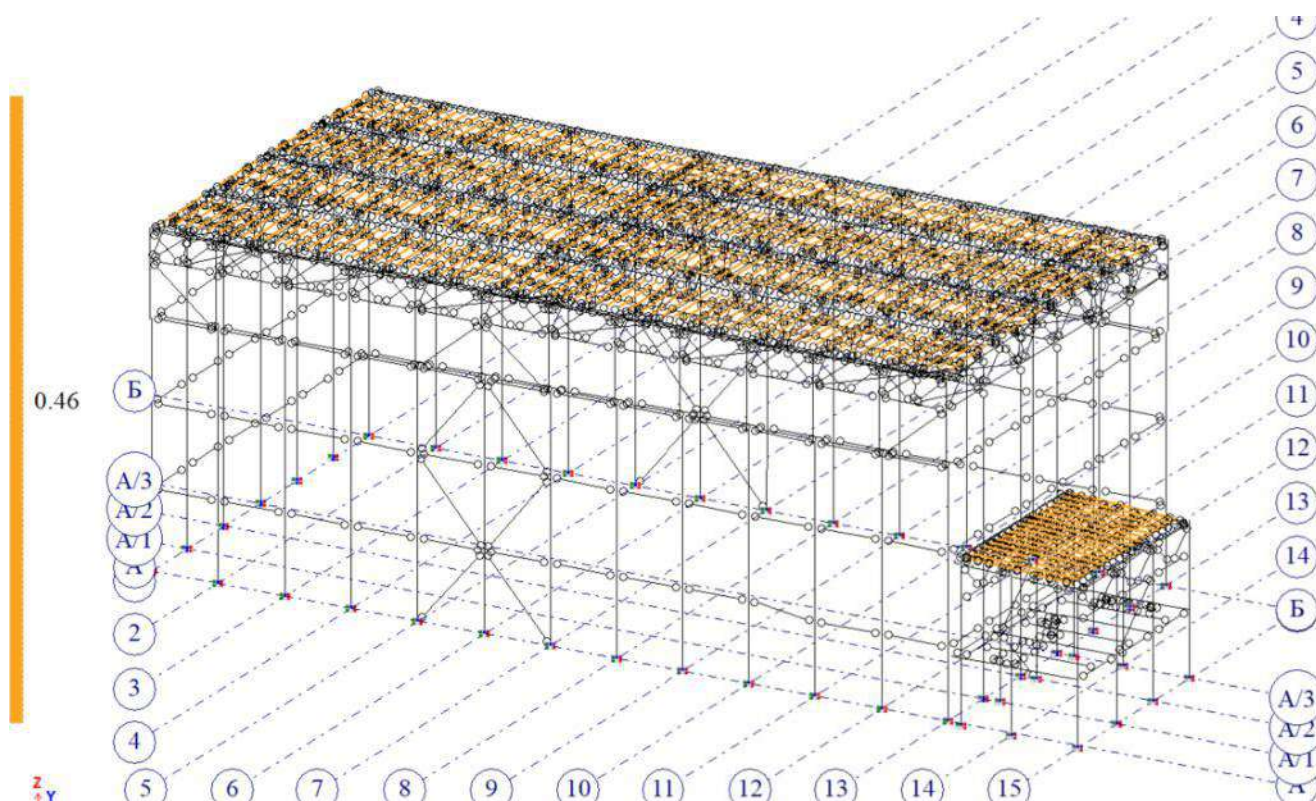


Рисунок 7 Нагрузка от собственного веса конструкции покрытия, кН/м

3. Собственный вес конструкций перекрытий площадок (L3)

Мозаика равномерно-распределенной нагрузки показана ниже.

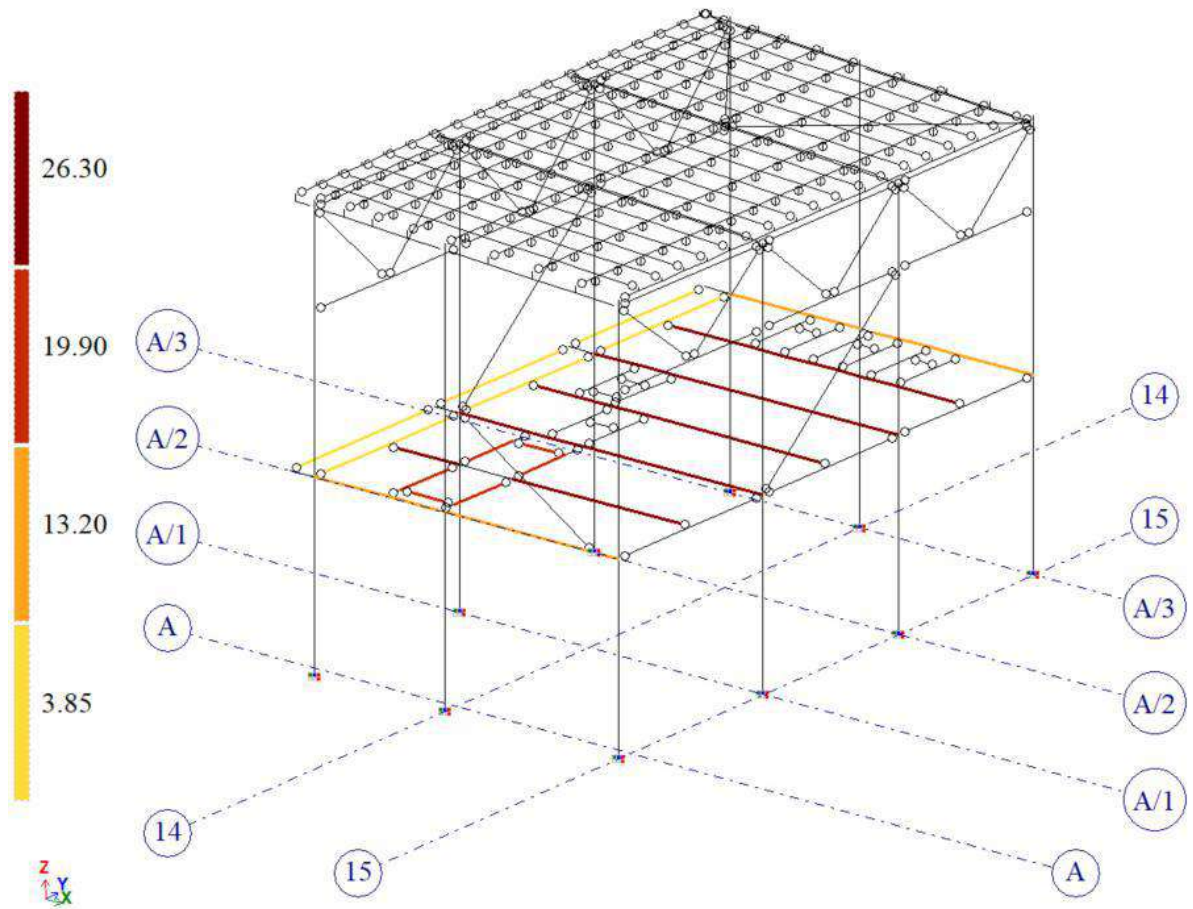


Рисунок 8 Нагрузка от собственного веса конструкции пере-
крытий площадок, кН/м

4. Собственный вес конструкции наружных стен (L4)

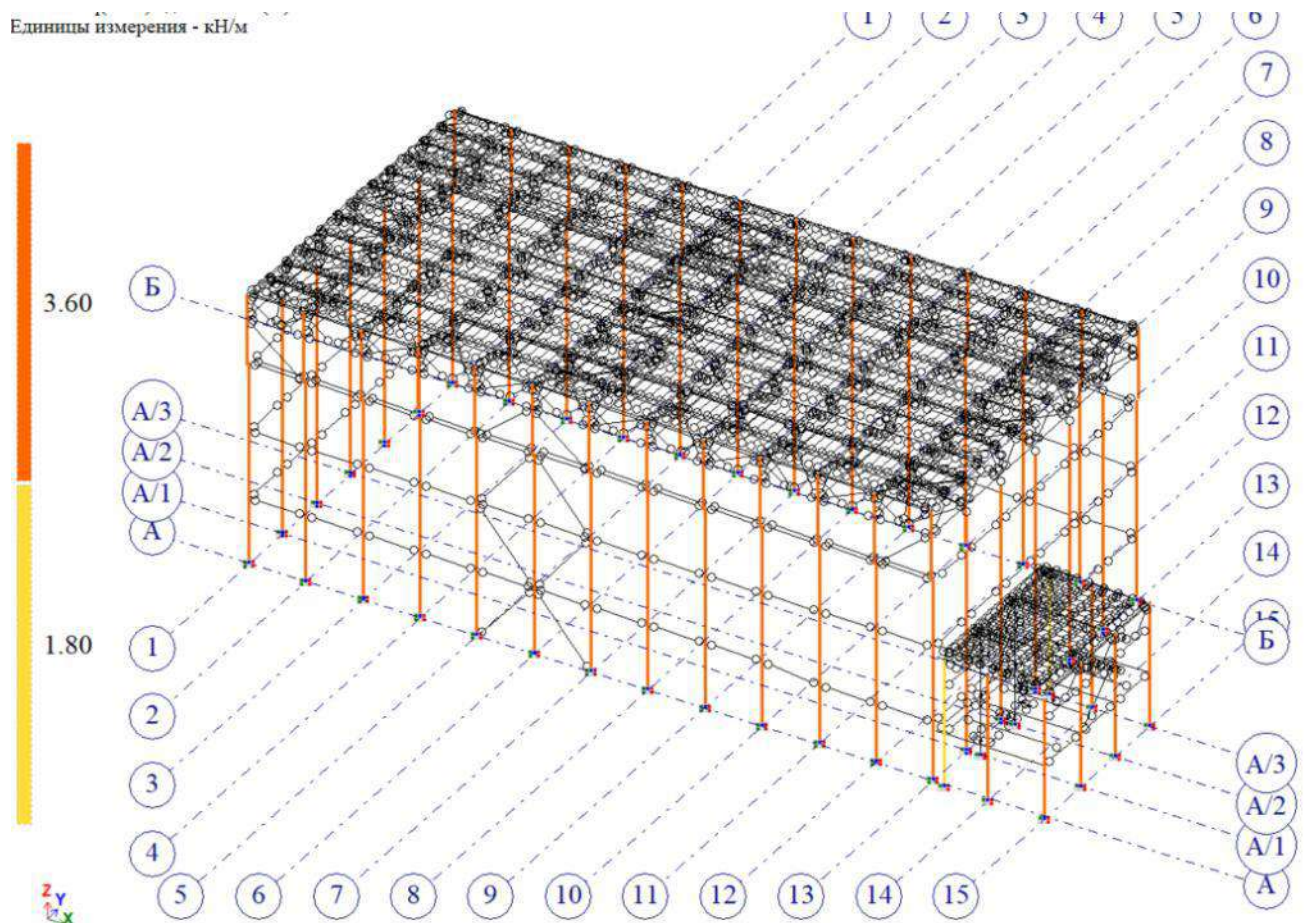


Рисунок 9 Нагрузка от собственного веса конструкции наружных стен, кН/м

6.2 Нагрузка от веса промпроводок на кровле (L5)

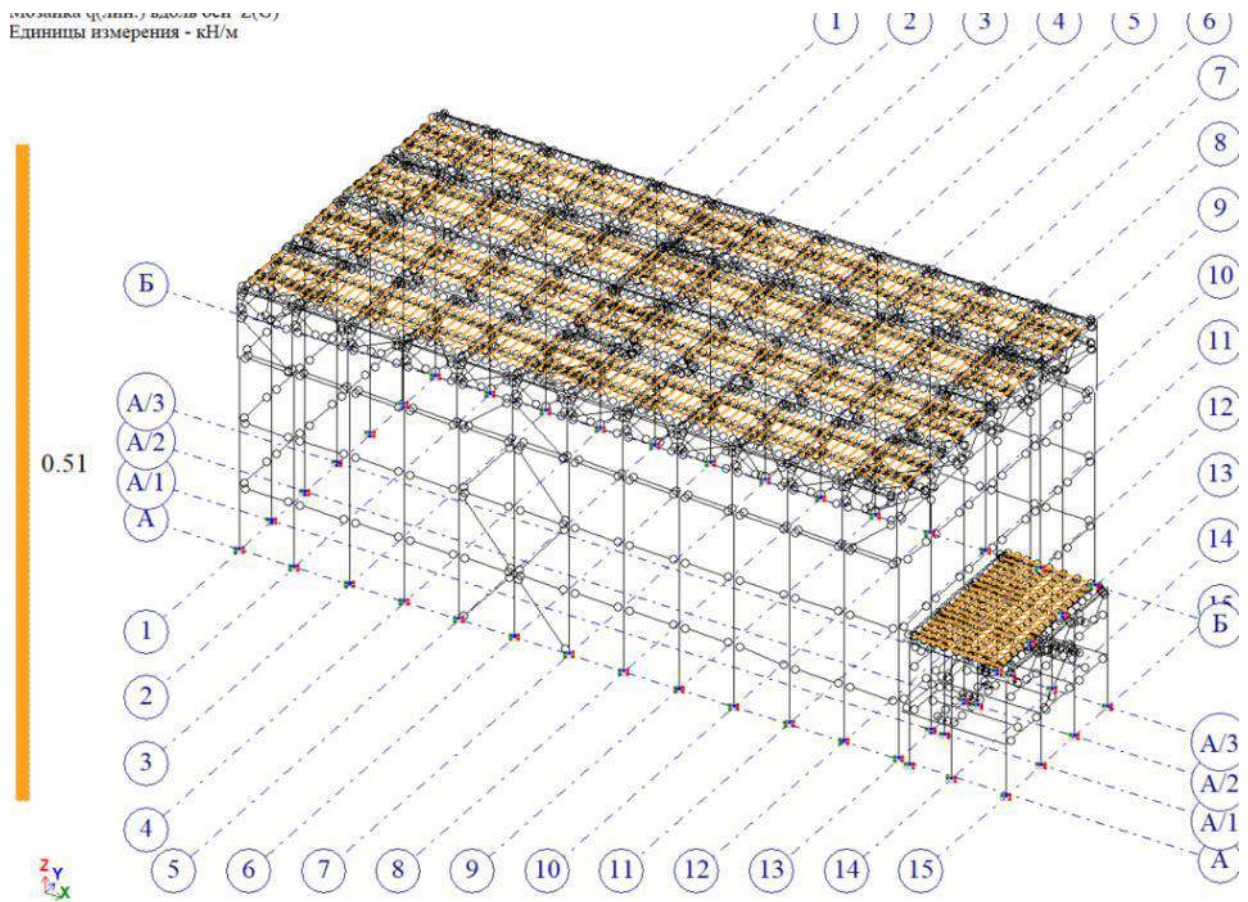


Рисунок 10 Нагрузка от веса промпроводок, кН/м

6.3 Снеговая нагрузка (L6)

Равномерно-распределенная снеговая нагрузка приведена ниже.

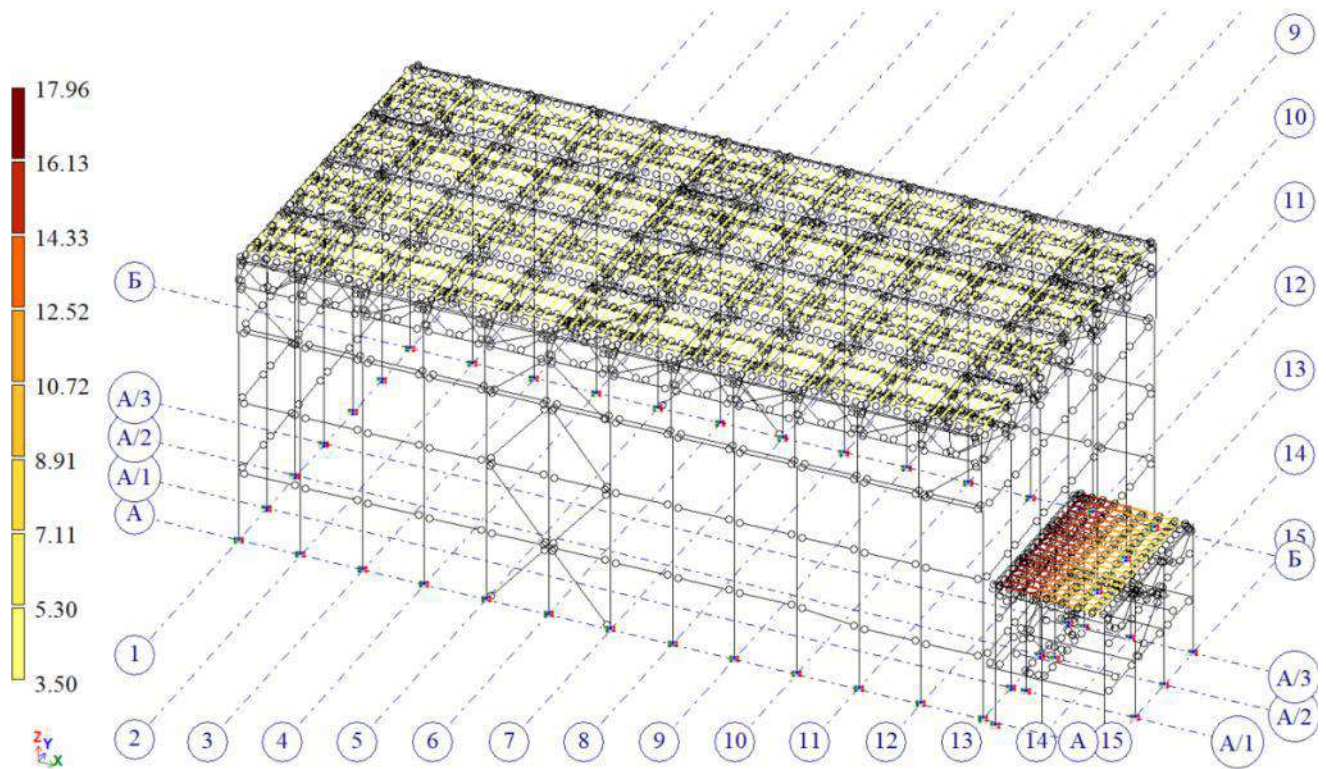


Рисунок 11 Снеговая нагрузка, кН/м

6.4 Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка прикладывается к элементам колонн. Ветровая нагрузка приложена вдоль цифровых осей (L7 статическая составляющая; L8 динамическая составляющая) и буквенных осей (L9 статическая составляющая; L10 динамическая составляющая).

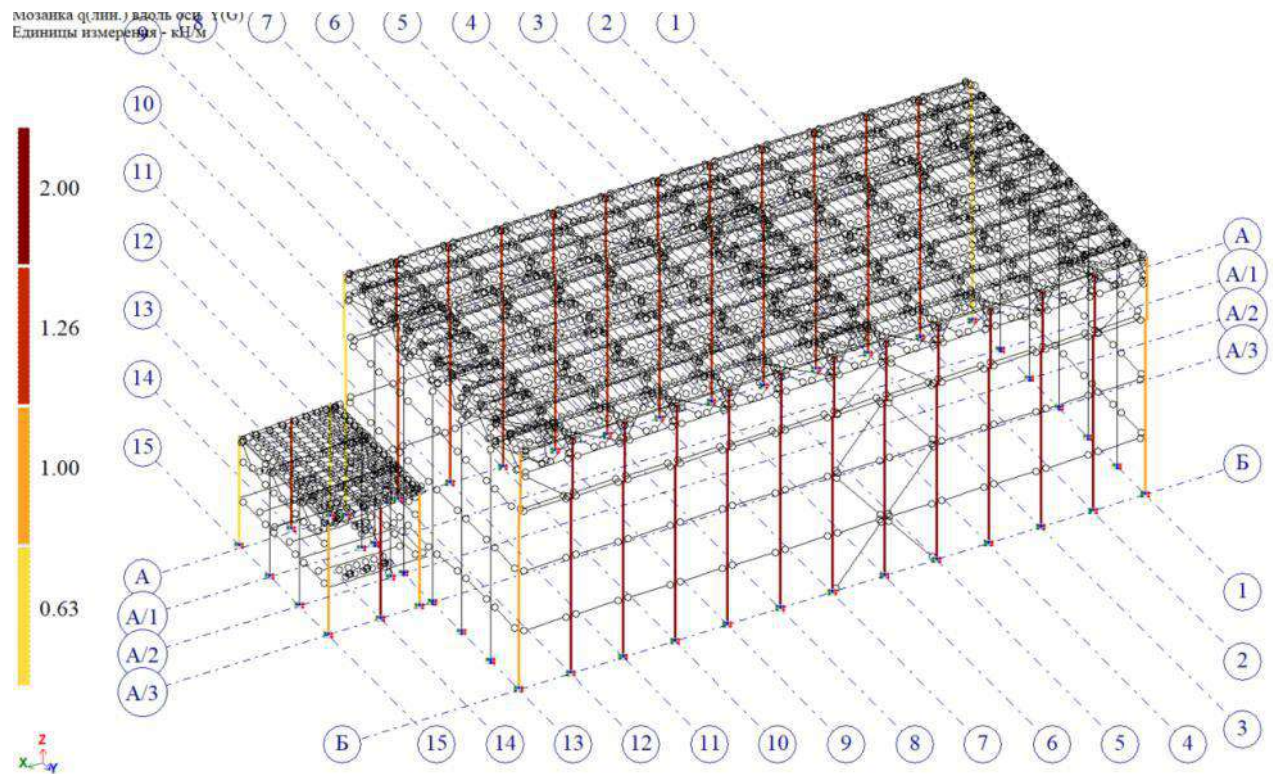


Рисунок 12 Ветровая нагрузка, кН/м

6.5 Технологическая нагрузка на площадках (L11)

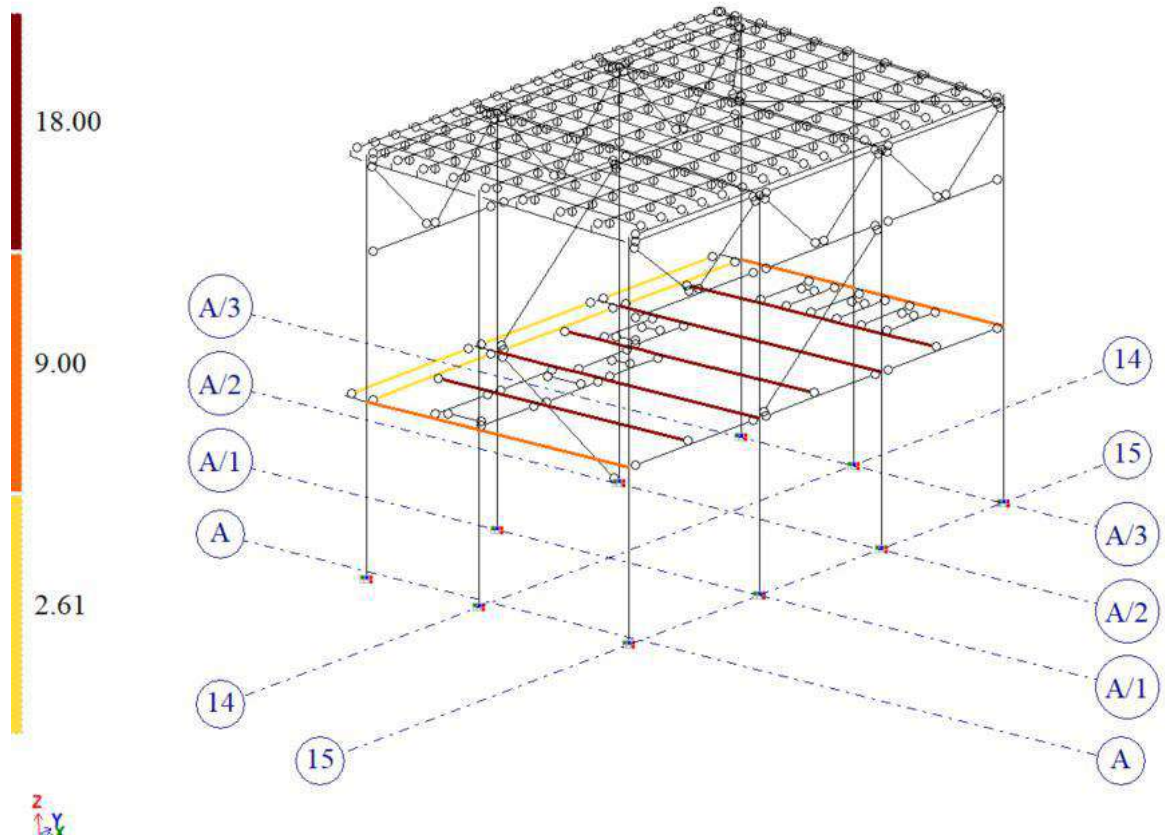


Рисунок 13 Технологическая нагрузка на площадках, кН/м

6.6 Подвесное крановое оборудование (L12)

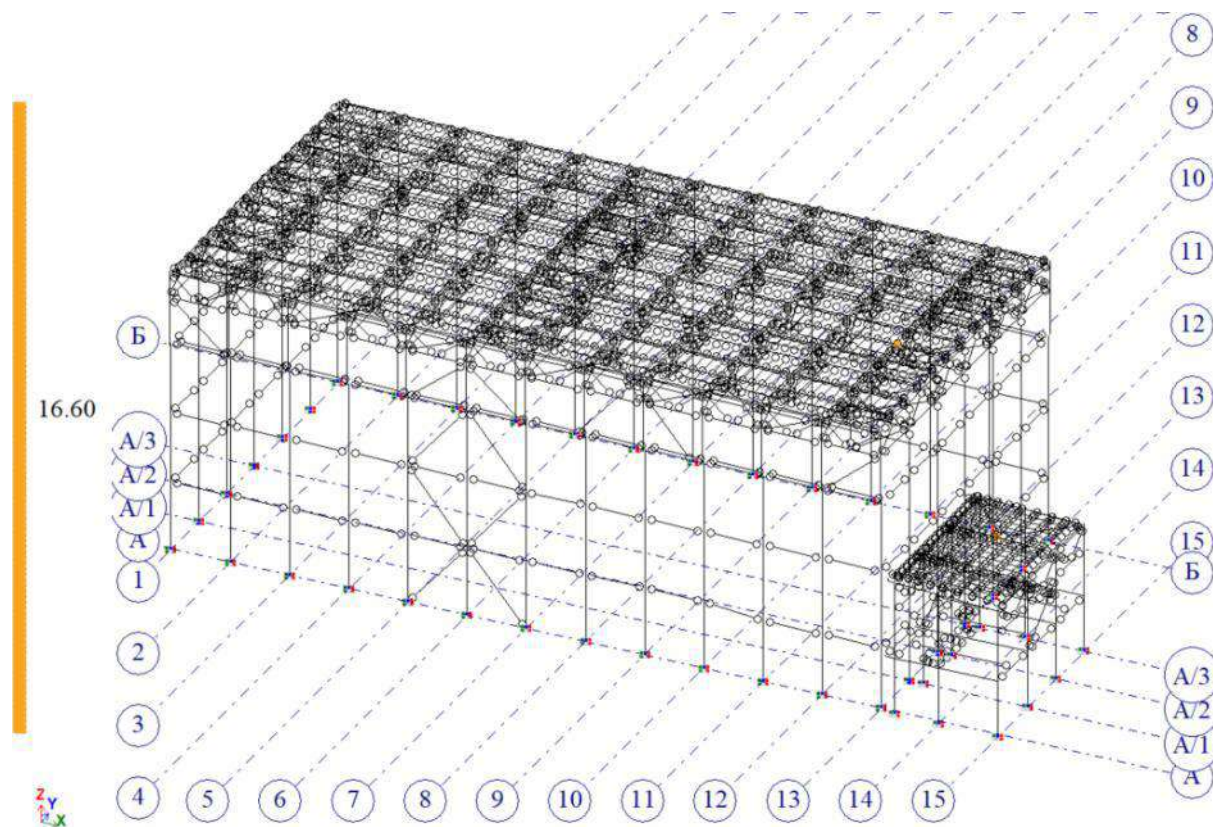


Рисунок 14 Нагрузка от подвесного кранового оборудования,
кН

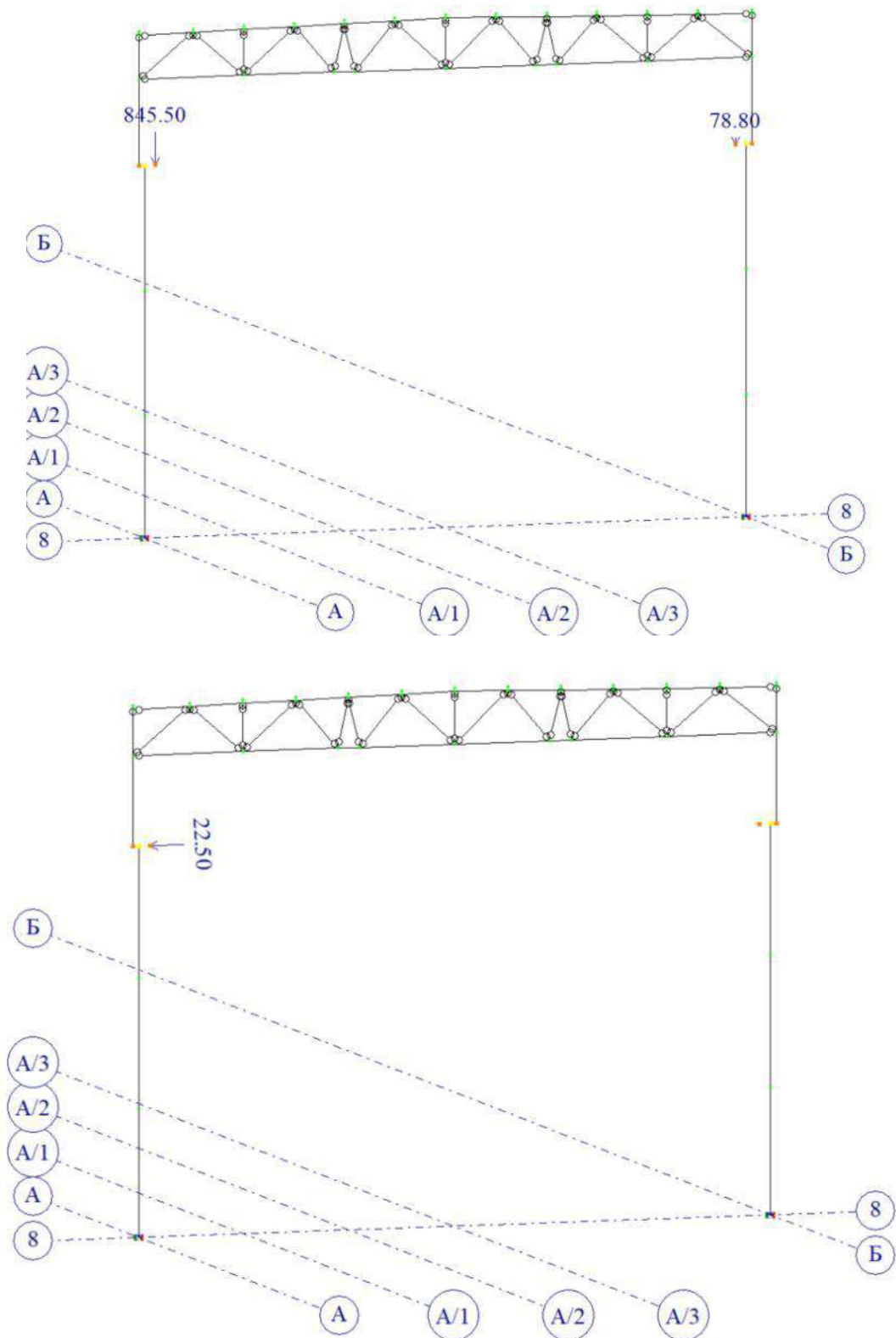
6.7 Нагрузка от мостового крана (L13-L16)

Рисунок 15 Нагрузка от мостового крана (вертикальная и горизонтальная составляющая), кН

7 Расчеты подкрановых балок

В качестве элементов подкрановых балок использованы элементы сварного двутаврового сечения.

Марка стали подкрановых балок – С355 по ГОСТ 27772-2015, расчетное сопротивление стали по пределу текучести материала принято $\frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{355}{1,025} = 336$ МПа.

Расчетная схема подкрановых балок – однопролетная, шарнирно-опертая балка.

7.1 Расчёт рядовой подкрановой балки БП1 в осях 3-4

Сечение рассматриваемой балки – сварной двутавр. Параметры сечения представлены ниже.

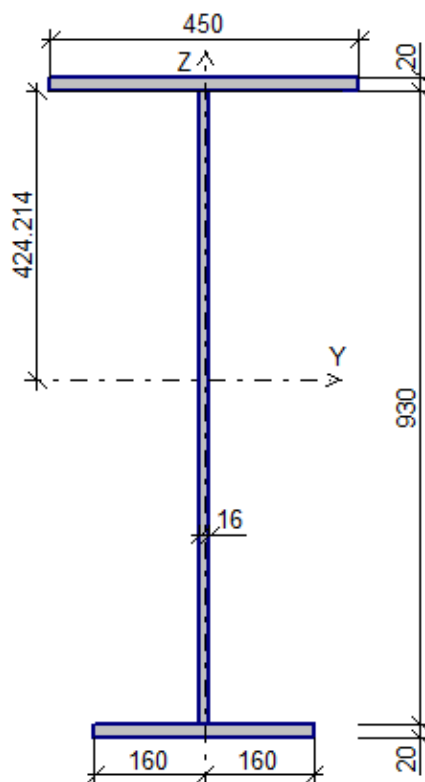


Рисунок 16 Геометрические параметры рассматриваемого сечения

Исходные данные

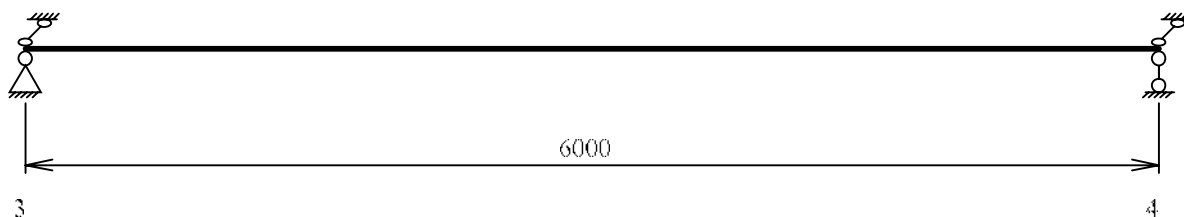


Рисунок 17 Расчётная схема балки

Q=50/10тс

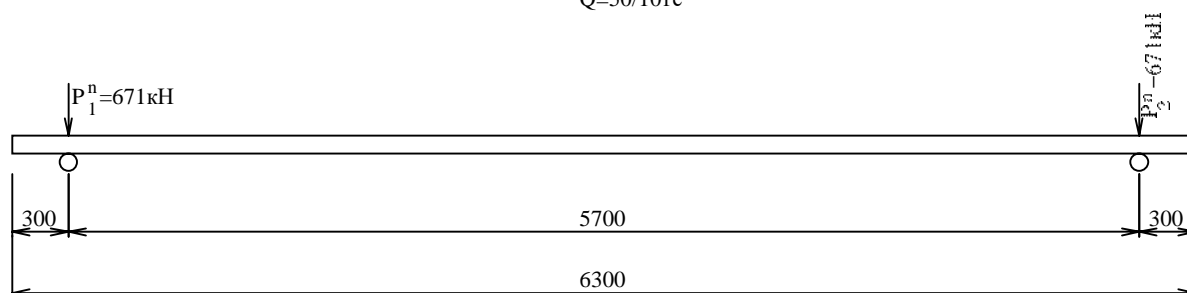
Рисунок 18 Схема крана (P_i^n – нормативные максимальные давления колёс крана)

Таблица 2 Характеристики крана

Кран	Грузоподъёмность $Q_{кр}$, кН	Режим работы	Тип подвеса	Вес тележки G_T , кН
Q=50/10тс	490.5	3К	Гибкий	225,63

Таблица 3 Характеристики рельса

Тип рельса	Высота h_r , мм	Момент инерции I_{yr} , см ⁴	Момент инерции кручения I_{tr} , см ⁴	Расстояние от подошвы рельса до его ц.т., мм	Площадь сечения, см ²	Крепление рельса
КР80	130	1547,4	387	64,3	81,13	На болтах, скобах или пла- стинах

Тип тормозной конструкции – развитый верхний пояс.

Расчётное сопротивление стали подкрановой балки по пределу текучести
 $R_y = 336$ МПа.

Временное нормативное сопротивление стали подкрановой балки
 $R_{un} = 470$ МПа.

Коэффициент надёжности по материалу $\gamma_m = 1,025$.

Коэффициент надёжности по ответственности $\gamma_n = 1,1$.

Таблица 4 Геометрические характеристики сечения балки

Название характеристики	Брутто		Нетто	
	Обозначение	Величина	Обозначение	Величина
Площадь сечения балки	A	$302,8 \text{ см}^2$		
Расстояние от ц.т. до верхней точки балки	Z_p	$44,42 \text{ см}$	Z_{pn}	$44,42 \text{ см}$
Расстояние от ц.т. до нижней точки балки	Z_m	$52,58 \text{ см}$	Z_{mn}	$52,58 \text{ см}$
Момент инерции балки	I_y	$449724,363 \text{ см}^4$	I_{yn}	$449724,363 \text{ см}^4$
Момент инерции тормозной конструкции	I_z	$15187,5 \text{ см}^4$	I_{zn}	$15187,5 \text{ см}^4$
Суммарный момент инерции кручения верхнего пояса и рельса	I_t	507 см^4		
Сумма собственных моментов инерции верхнего пояса балки и кранового рельса	I_{1f}	$1577,4 \text{ см}^4$		
Статический момент полови-	$S^{1/2}_y$	$5347,586 \text{ см}^3$		

Название характеристики	Брутто		Нетто	
	Обозначение	Величина	Обозначение	Величина
ны сечения балки				
Статический момент верхнего пояса балки	S_{fp}	3907,926 $см^3$		
Статический момент нижнего пояса балки	S_{fn}	3301,03 $см^3$		
Момент сопротивления верхней точки балки	W_{yp}	10124,047 $см^3$	W_{ypr}	10124,047 $см^3$
Момент сопротивления нижней точки балки	W_{ym}	8553,373 $см^3$	W_{ymn}	8553,373 $см^3$
Момент сопротивления верхнего пояса относительно оси тормозной конструкции	W_z	675 $см^3$	W_{zn}	675 $см^3$

Расчётное значение собственного веса балки $q_{cb} = 3,104$ кН/м.

Коэффициент надёжности по нагрузке для собственного веса балки $g_f = 1,05$.

Проверка прочности верхнего пояса по нормальным напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,

коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

$$T = (Q_{кр} + G_T) * a / n_k * g_f * n_d,$$

где коэффициент динамичности $n_d = 1$,

количество колёс $n_k = 2$,

$a = 0,05$.

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 3000 \text{ мм.}$$

$$\begin{aligned} S &= (M_{\max,y} + M_{св}) / W_{упп} + M_{\max,z} / W_{zn} = \\ &= ((1449,36 + 13,97) / 10124,047 + 32,226 / 675) * 1000 = \\ &= 144,54 + 47,742 = 192,282 \text{ МПа} < R_y * g_c / g_n = 336 * 1 / 1,1 = 305,455 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Коэффициент использования $k = 0,6295$.

Вывод: прочность верхнего пояса по нормальным напряжениям обеспечена.

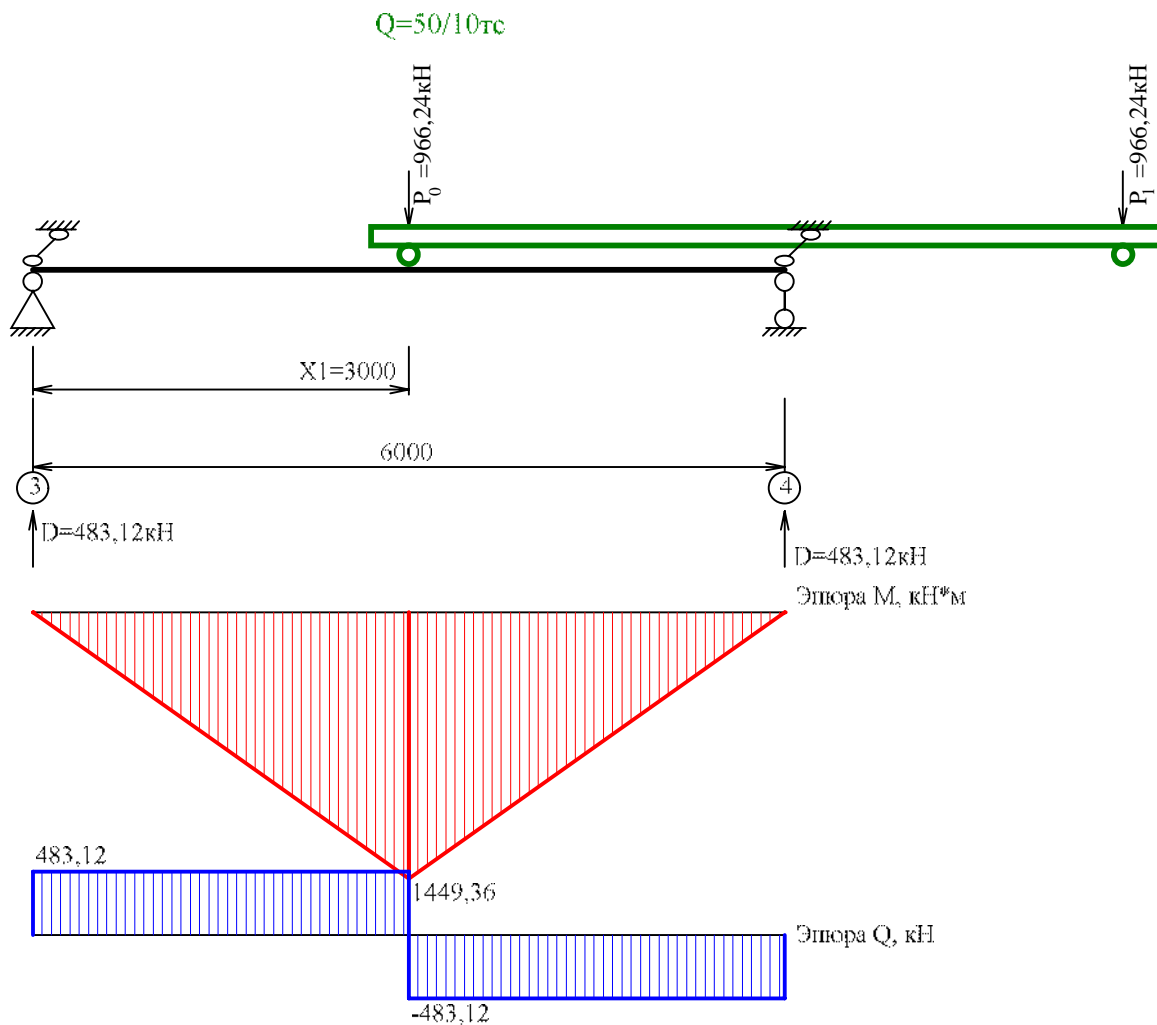


Рисунок 19 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

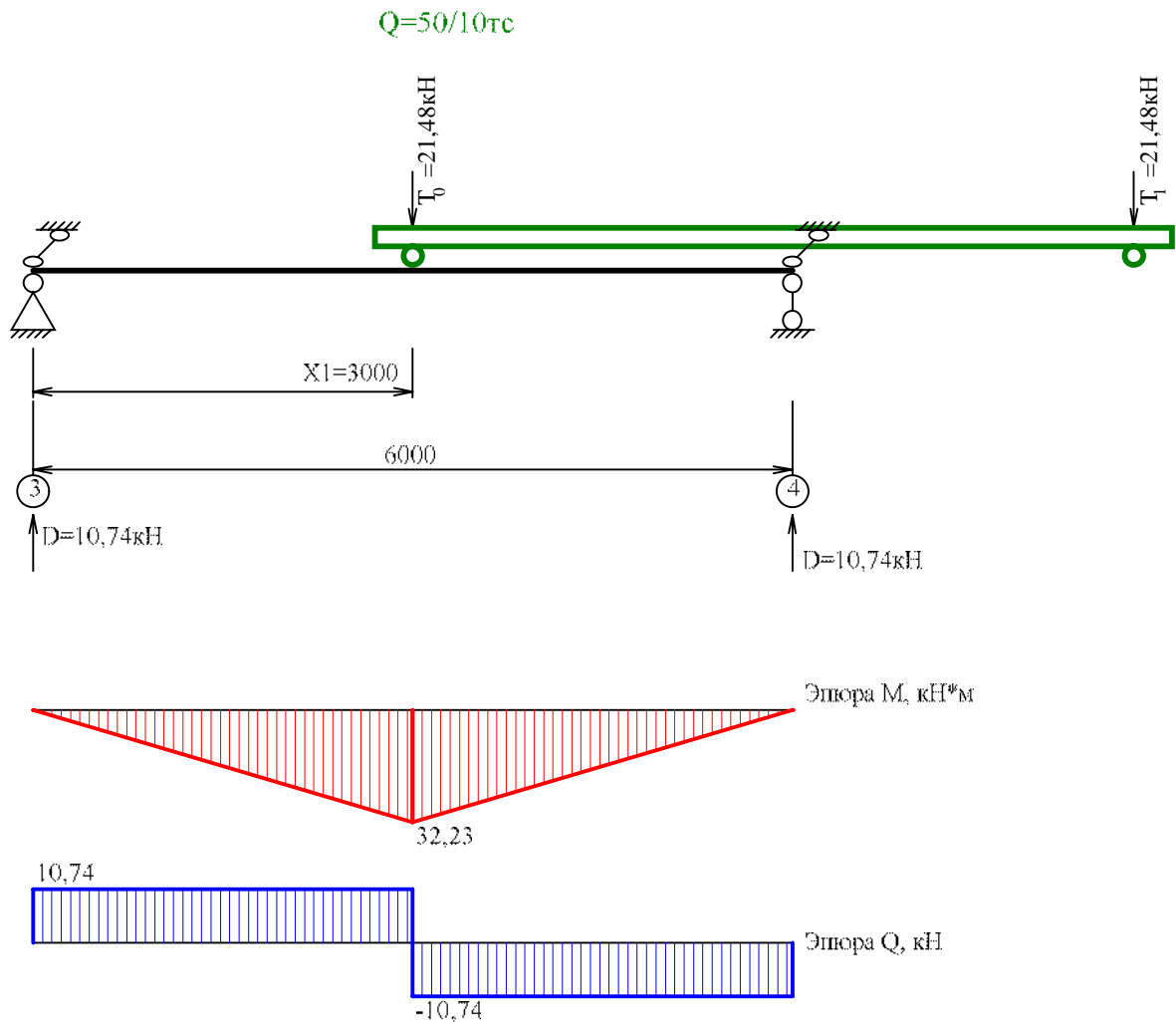


Рисунок 20 Эпюры усилий M и Q от горизонтальной нагрузки при расчётном положении крана

Проверка прочности нижнего пояса по нормальным напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,
коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 3000 \text{ мм.}$$

$$\begin{aligned} s &= (M_{\max,y} + M_{св}) / W_{ymn} = \\ &= (1449,36 + 13,97) / 8553,373 * 1000 = 171,082 \text{ МПа} < \\ R_y * g_c / g_n &= 336 * 1 / 1,1 = 305,455 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Коэффициент использования $k = 0,5601$.

Вывод: прочность нижнего пояса по нормальным напряжениям обеспечена.

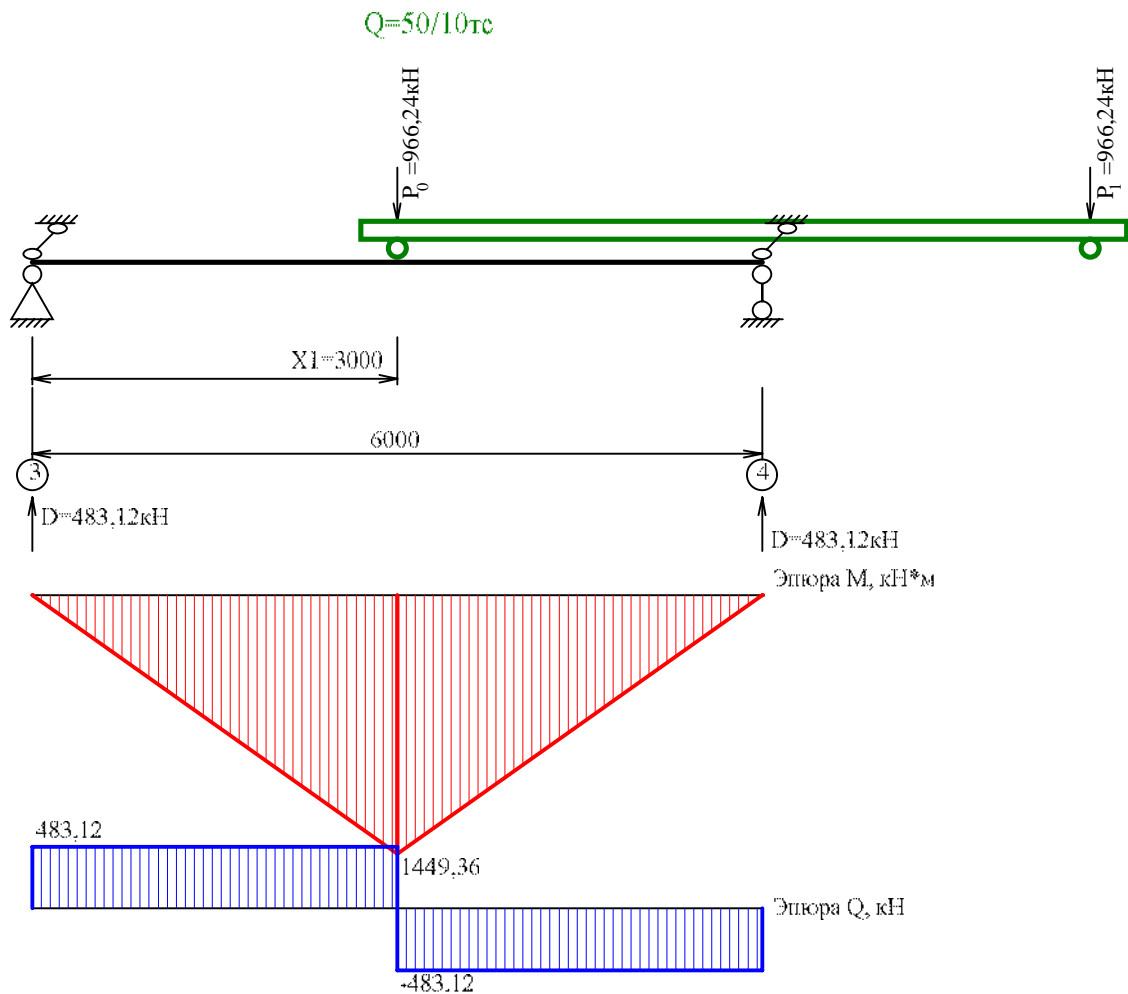


Рисунок 21 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

Проверка прочности стенки балки по касательным напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,
коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 6000 \text{ мм.}$$

$$t = (Q_{\max,z} + Q_{св}) * S^{1/2}_y / I_y / t_w =$$

$$= (1014,23 + 9,313) * 5347,586 / 449724,363 / 1,6 * 10 = 76,067 \text{ МПа} <$$

$$R_s * g_c / g_n = 194,88 * 1 / 1,1 = 177,164 \text{ МПа.}$$

Коэффициент использования $k = 0,4294$.

Вывод: прочность стенки балки по касательным напряжениям обеспечена.

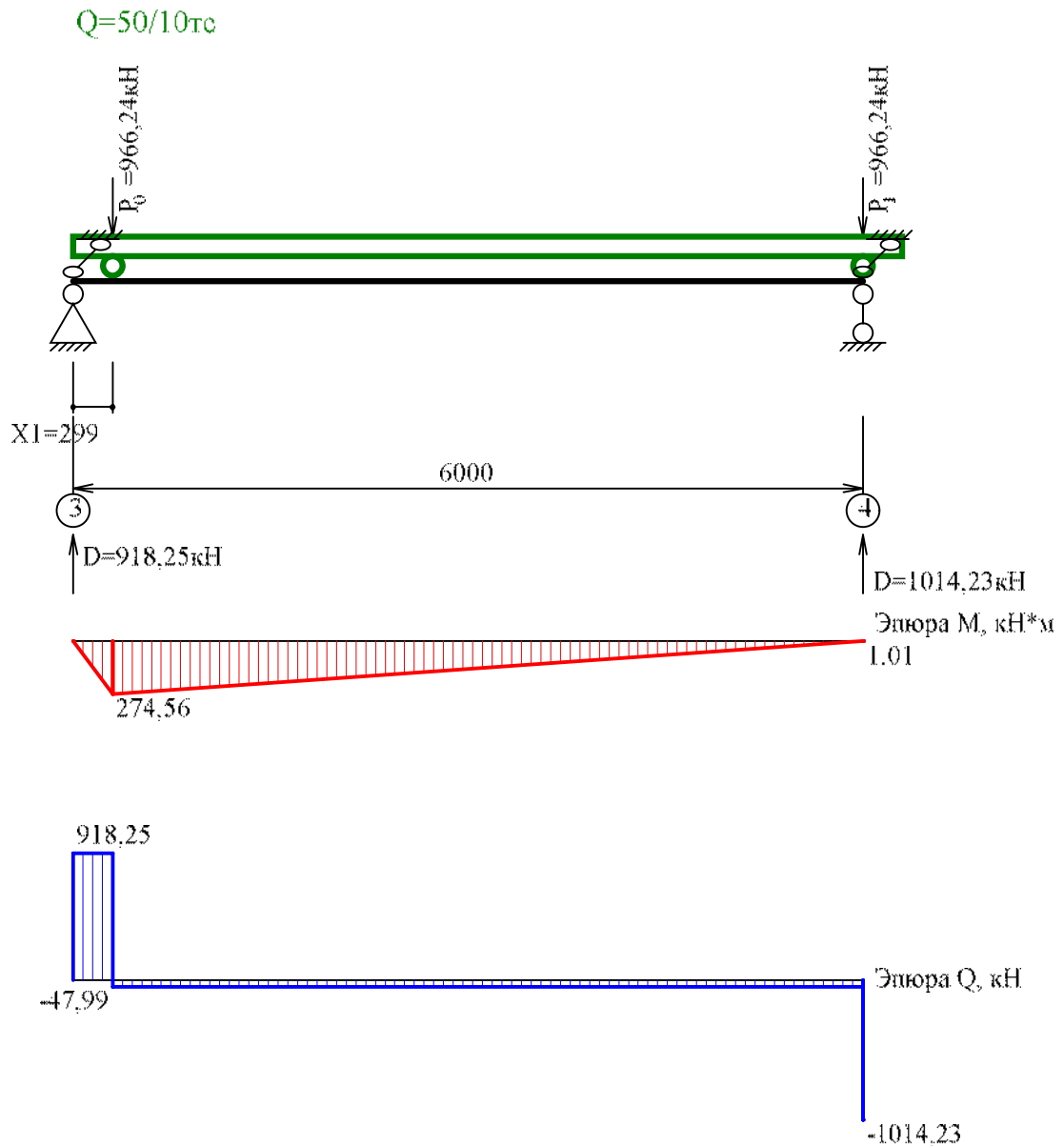


Рисунок 22 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

Проверка прочности нижней части стенки по приведённым напряжениям

Определение расчётных значений нагрузок

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,

коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

7.1.1.1 Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 2914 \text{ мм.}$$

$$s_{ef} = (s^2 + 3 * t^2)^{0.5} = (164,439^2 + 3 * 22,811^2)^{0.5} = 169,119 \text{ МПа} <$$

$$b * R_y * g_c / g_n = 1,15 * 336 * 1 / 1,1 = 351,273 \text{ МПа,}$$

где

$$s = (M_y + M_{св}) / I_{yn} * Z_{wmn} =$$

$$= (1448,169 + 13,958) / 449724,363 * 50,58 * 1000 = 164,439 \text{ МПа,}$$

$Z_{wmn} = 50,58$ см – расстояние от центра тяжести сечения нетто до расчётной точки в нижней части стенки, где вычисляются приведённые напряжения;

$$t = (Q_z + Q_{св}) * S_{fm} / I_y / t_w =$$

$$= (496,969 + 0,267) * 3301,03 / 449724,363 / 1,6 * 10 = 22,811 \text{ МПа.}$$

Коэффициент использования $k = 0,4814$.

Вывод: прочность нижней части стенки по приведённым напряжениям обеспечена.

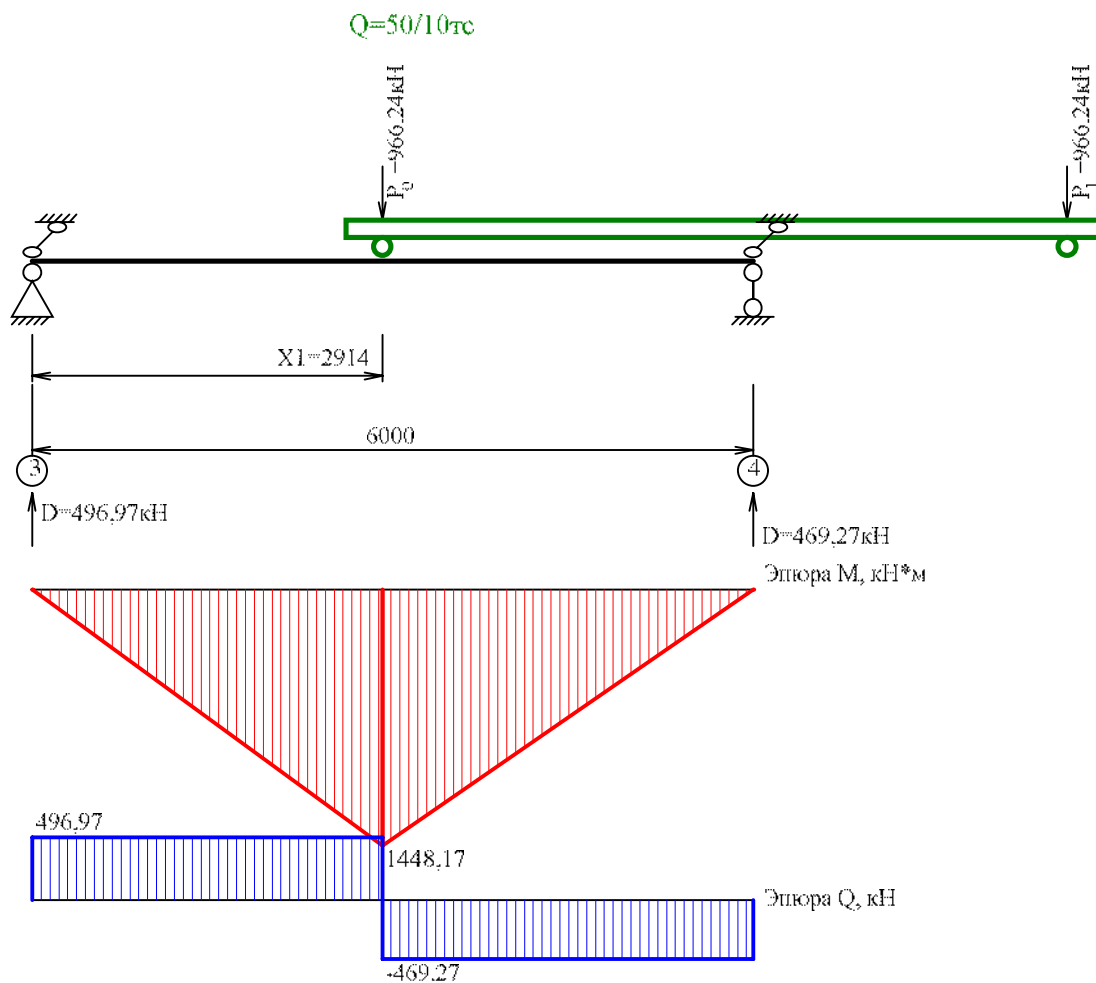


Рисунок 23 Эпюры усилий М и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

Проверка прочности верхней части стенки по приведённым напряжениям**Определение расчётных значений нагрузок**

$$P = P_n * g_f * n_d,$$

где коэффициент надёжности по нагрузкам $g_f = 1,2$,

коэффициент динамичности $n_d = 1,2$.

Расчетное давление колеса для определения локальных напряжений:

$$F = P_n * g_f = 671 * 1,2 * 1 = 805,2 \text{ кН.}$$

Проверка

Координата расчётного сечения относительно крайней левой опоры балки:

$$X_{co} = 5999 \text{ мм.}$$

$$\begin{aligned} s_{ef} &= (s^2 - s * s_{loc} + s_{loc}^2 + 3 * t^2)^{0.5} = \\ &= (0,097^2 - 0,097 * 186,699 + 186,699^2 + 3 * 55,588^2)^{0.5} = 210,02 \text{ МПа} < \\ b * R_y * g_c / g_n &= 1,15 * 336 * 1 / 1,1 = 351,273 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где

$$s = - (M_y + M_{cb}) / I_{yn} * Z_{wpi} =$$

$$= - (1,014 + 0,009) / 449724,363 * 42,42 * 1000 = -0,097 \text{ МПа,}$$

$Z_{wpi} = 42,42$ см – расстояние от центра тяжести сечения нетто до расчётной точки в верхней части стенки, где вычисляются приведённые напряжения;

$$s_{loc} = -g_{fl} * F / (t_w * l_{ef}) = -1,2 * 805,2 / (1,6 * 32,35) * 10 = -186,699 \text{ МПа,}$$

где условная длина распределения локальных нормальных напряжений

$$l_{ef} = c * (I_{lf} / t_w)^{1/3} = 3,25 * (1577,4 / 1,6)^{1/3} = 32,35 \text{ см;}$$

$$t = (Q_z + Q_{cb}) * S_{fp} / I_y / t_w =$$

$$= (1014,23 + 9,31) * 3907,926 / 449724,363 / 1,6 * 10 = 55,588 \text{ МПа.}$$

Коэффициент использования $k = 0,5979$.

Вывод: прочность верхней части стенки по приведённым напряжениям обеспечена.

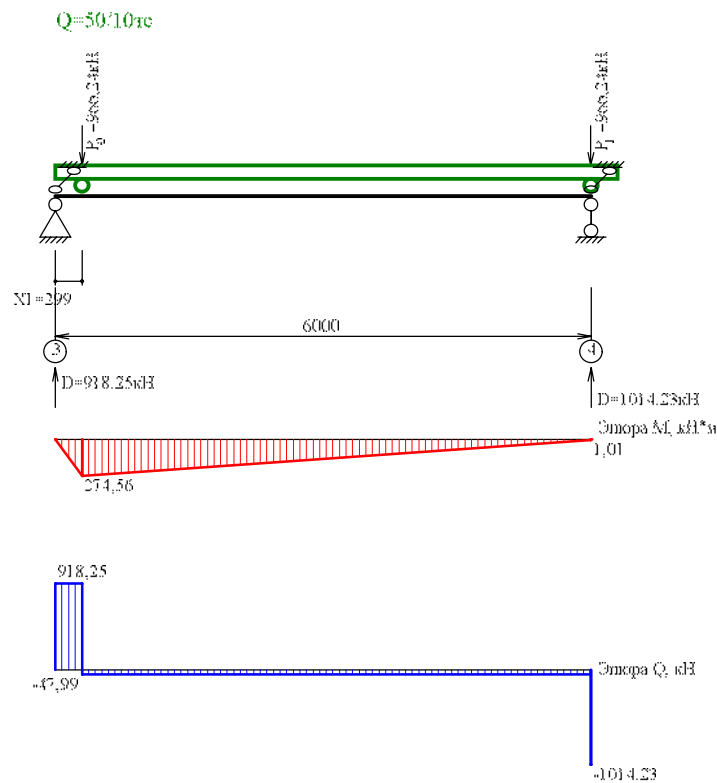


Рисунок 24 Эпюры усилий M и Q от вертикальной нагрузки при расчётном положении крана

Несущая способность подкрановой балки обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,63.

8 Расчеты конструкций покрытия

В качестве несущих прогонов покрытия использованы элементы сечением [30У, I30Б2. Марка стали прогонов покрытия – С245, С345 по ГОСТ 27772-2015.

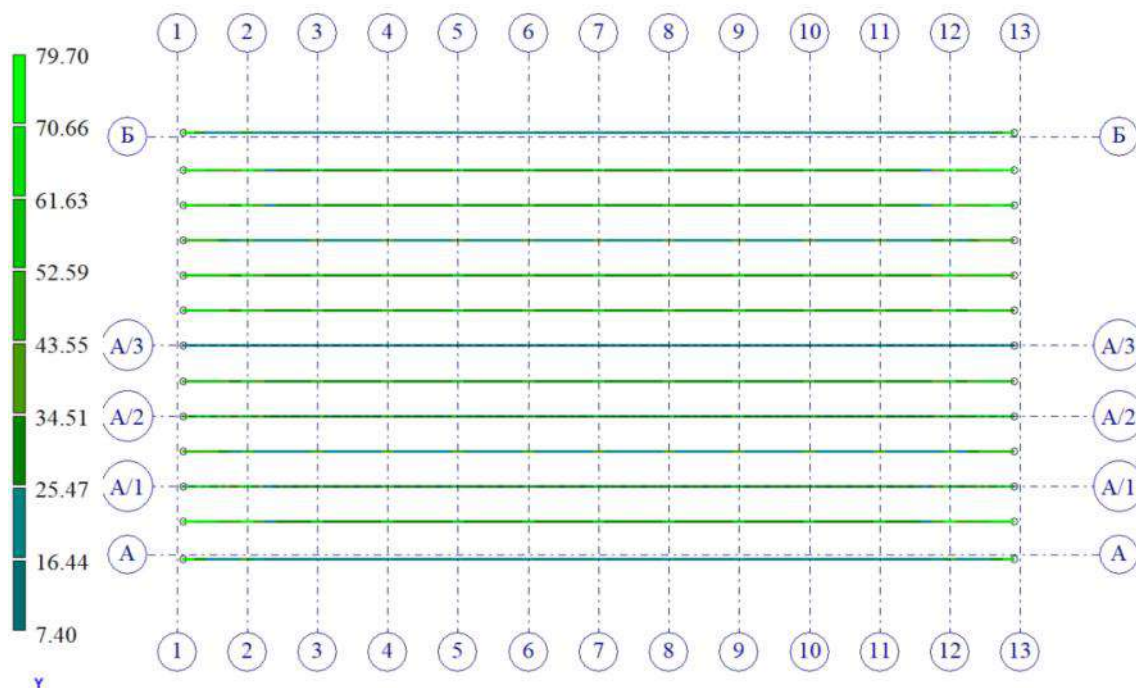
Стропильные фермы предусмотрены из гнутосварных профилей (элементы решетки) и прокатных двутавров (элементы поясов). Марка стали элементов фермы – С355 по ГОСТ 27772-2015.

В качестве балок покрытия предусмотрены элементы прокатного двутаврового сечения I40Б1, I60Б2. Марка стали элементов балок – С355 по ГОСТ 27772-2015.

8.1 Проверка несущей способности прогонов покрытия

В качестве несущих прогонов покрытия использованы элементы сечением [30У, I30Б2.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.



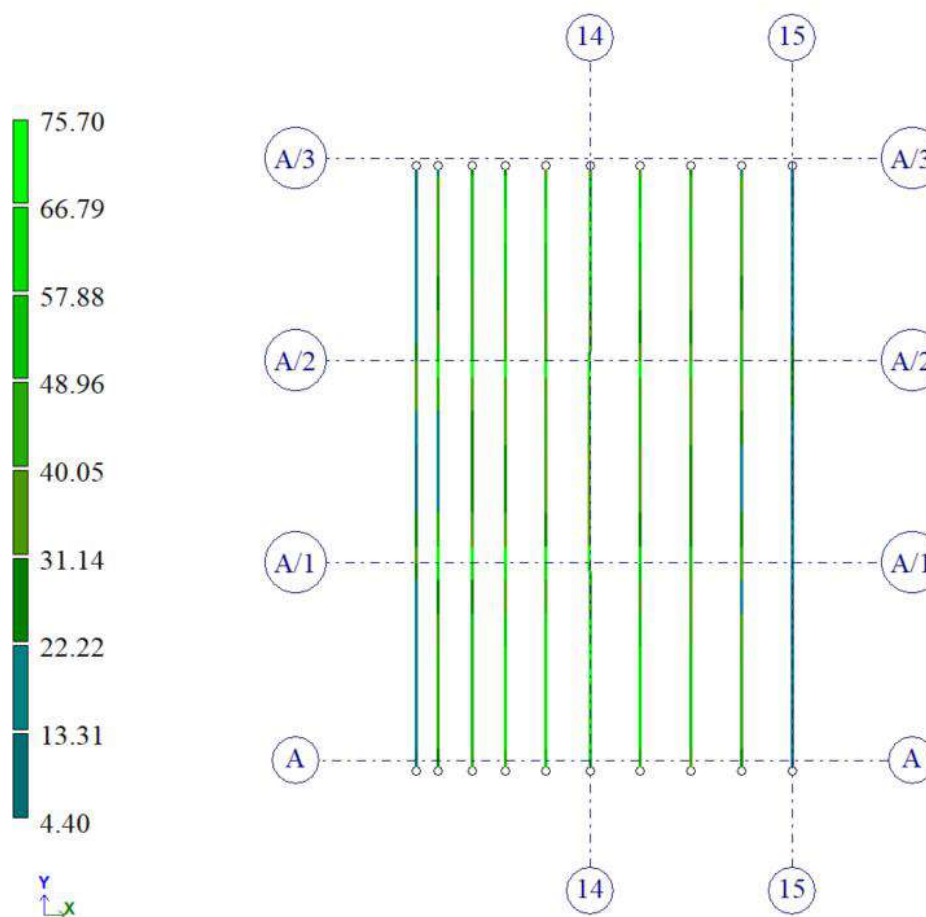


Рисунок 25 Мозаика коэффициентов использования сечений прогонов покрытия, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,80.

Проверка прогибов элемента:

Прогиб элемента от нормативной нагрузки составляет $5,7\text{мм} < L/200=6000/200=30\text{мм}$. Условие выполнено.

8.2 Проверка несущей способности рядовой фермы ФС1

Рядовая ферма покрытия выполнена из квадратных гнутосварных профилей (элементы решетки) и прокатных двутавров (элементы поясов).

Примыкание раскосов к поясам принято шарнирным.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

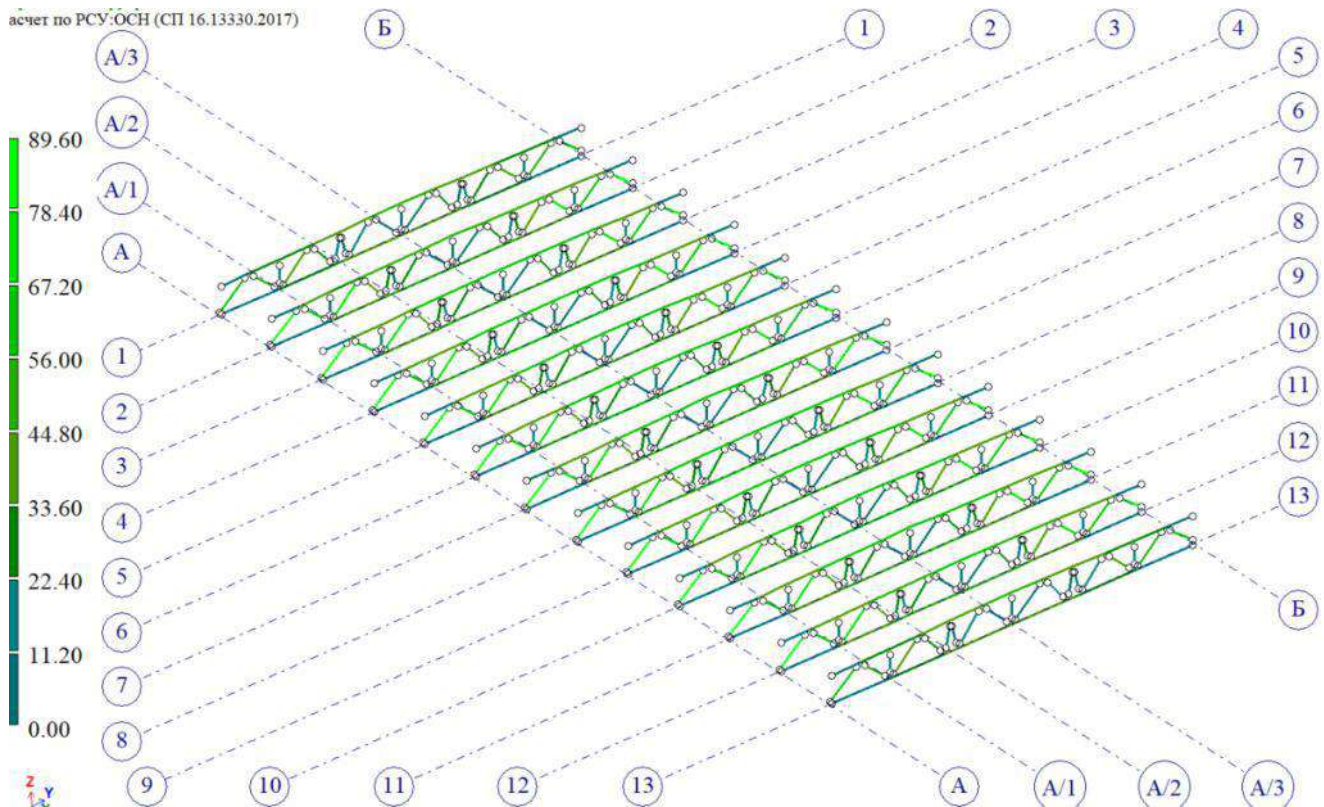


Рисунок 26 Мозаика коэффициентов использования сечений элементов фермы, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,90.

Проверка прогибов элемента:

Прогиб элемента от нормативной нагрузки составляет $100,8\text{мм} < L/300=36000/300=120\text{мм}$. Условие выполнено.

8.3 Проверка несущей способности стропильных балок

В качестве балок покрытия предусмотрены элементы прокатного двутаврового сечения I40Б1, I60Б2.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

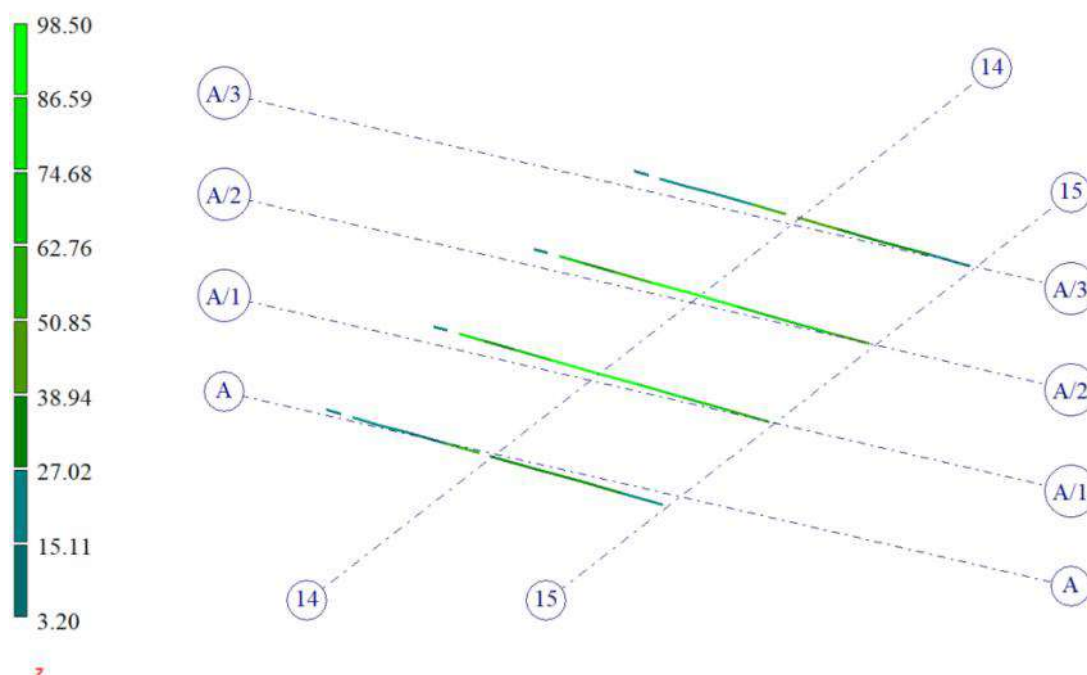


Рисунок 27 Мозаика коэффициентов использования сечений балок покрытия, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,99.

Проверка прогибов элемента:

Прогиб элемента от нормативной нагрузки составляет 23,6 мм < $L/212=10500/212=49,5$ мм. Условие выполнено.

9 Расчеты конструкций площадок

В качестве несущих балок площадок использованы элементы прокатного и сварного двутаврового и швеллерового сечения. Марка стали балок площадок – С255, С355 по ГОСТ 27772-2015.

9.1 Проверка несущей способности балок площадки на отм. +5,300

В качестве несущих балок площадок использованы элементы прокатного и сварного двутаврового сечения.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

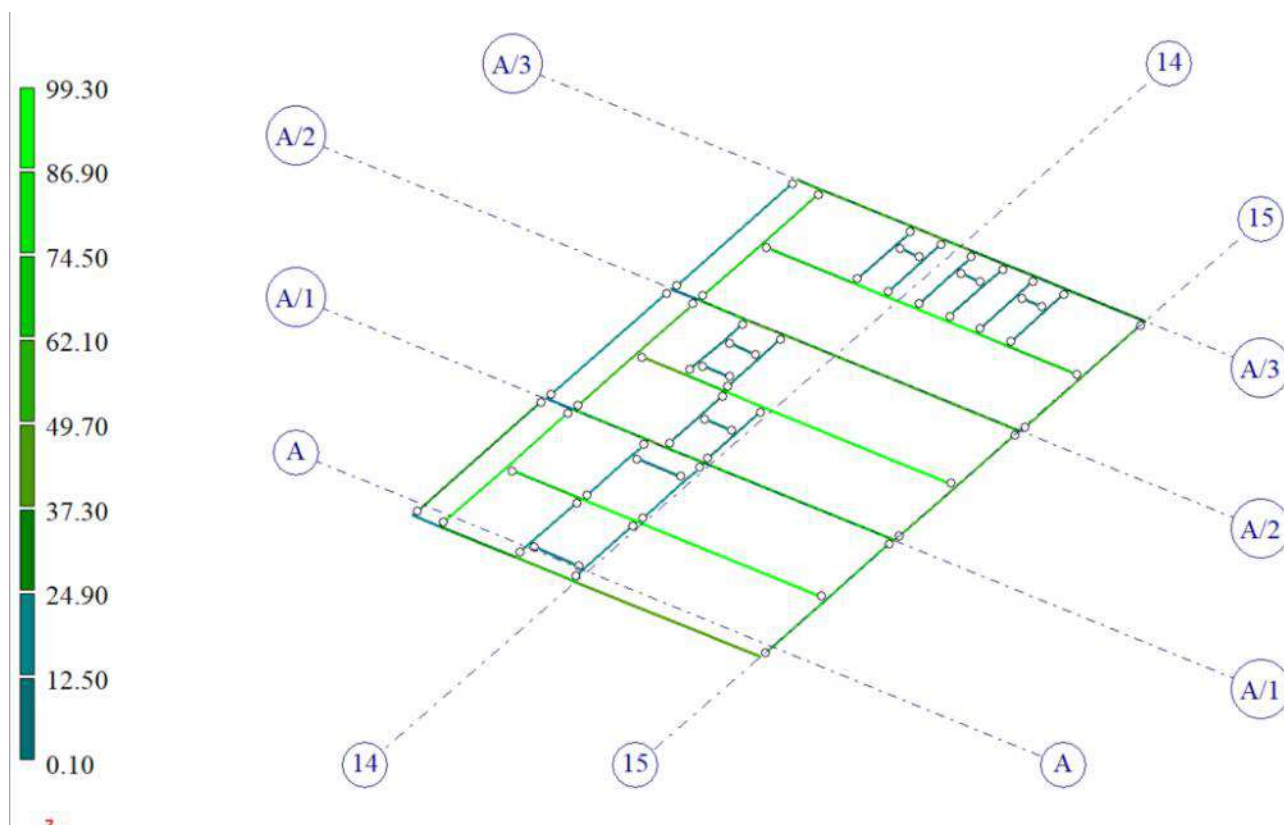


Рисунок 28 Мозаика коэффициентов использования сечений балок площадок, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,99.

10 Расчеты несущей способности элементов колонн и связей по колоннам

В качестве несущих колонн использованы элементы двутаврового сечения.

Марка стали элементов колонн основного каркаса – С355 по ГОСТ 27772-2015.

Связи по колоннам предусмотрены из квадратных гнутосварных профилей и элементов швеллерового сечения. Марка стали элементов связей – С245, С355 по ГОСТ 27772-2015.

10.1 Проверка элементов колонн основного каркаса

В качестве несущих колонн использованы элементы двутаврового сечения.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

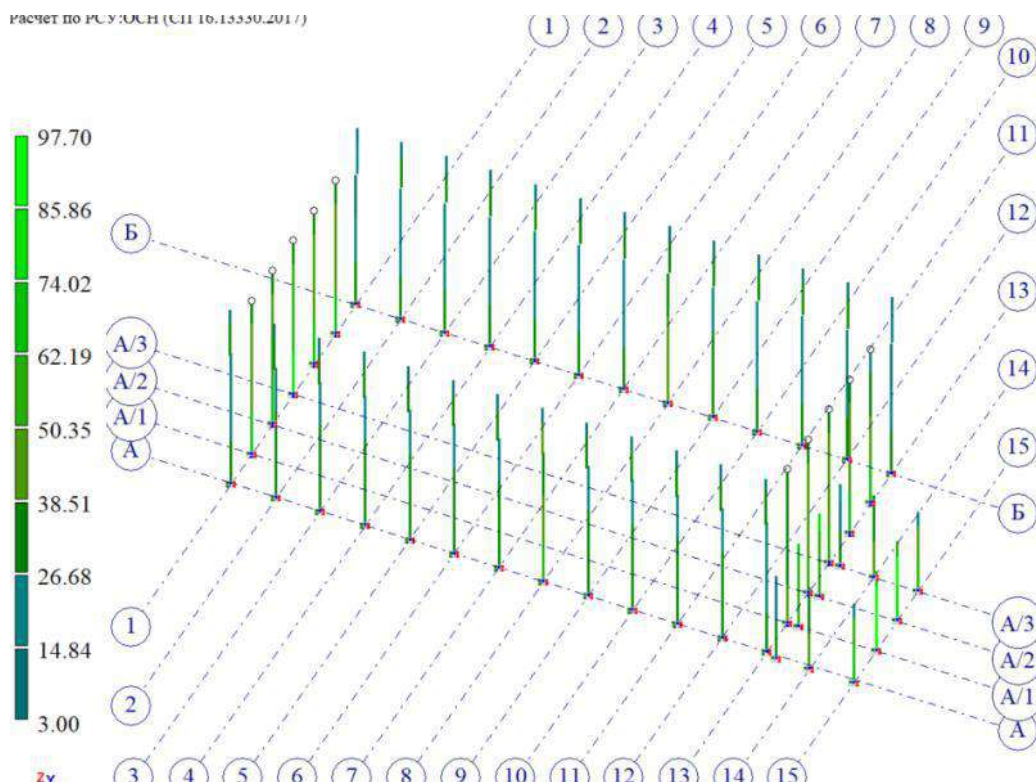


Рисунок 29 Мозаика коэффициентов использования сечений колонн, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,98.

10.2 Проверка элементов связей по колоннам

Связи по колоннам предусмотрены из квадратных гнутосварных профилей и швеллерового сечения.

Проверка принятых сечений произведена автоматически. Далее приведены мозаики коэффициентов использования.

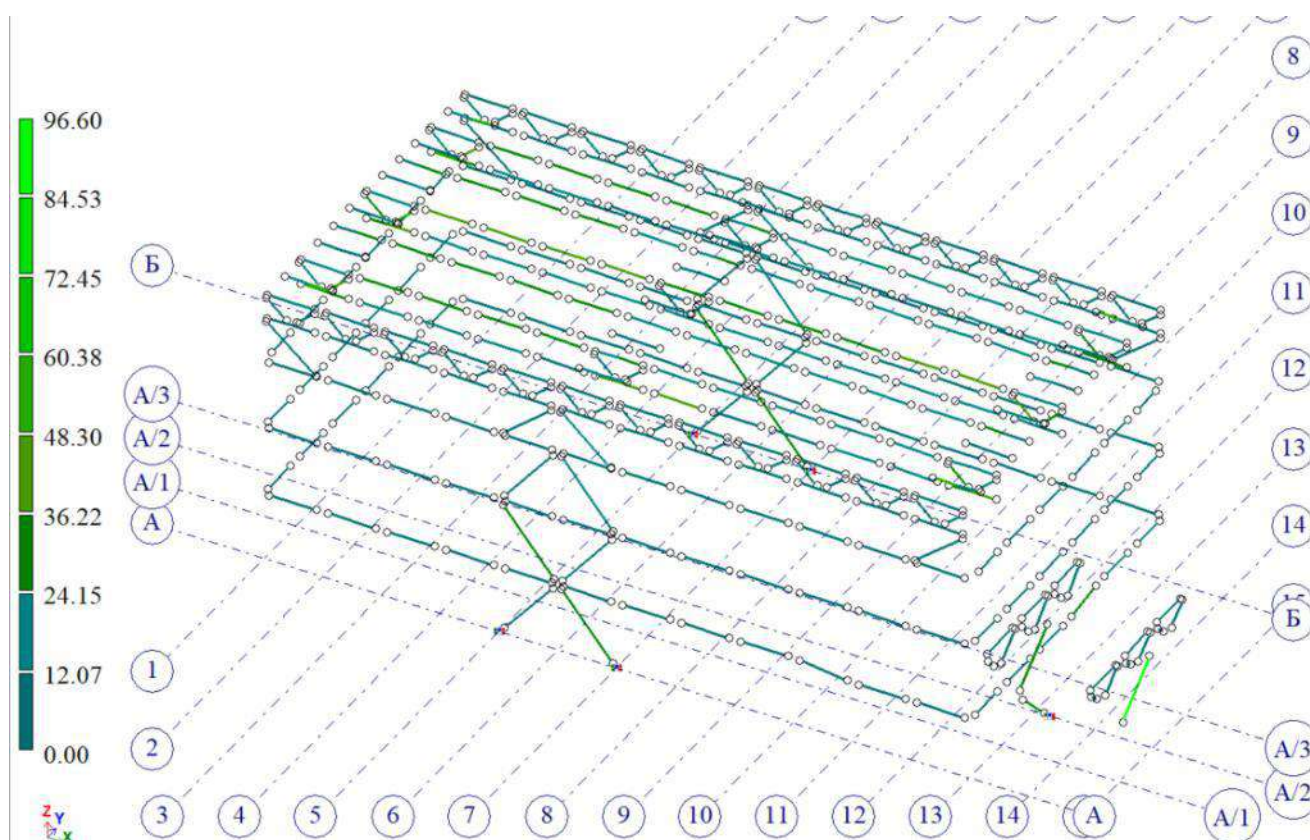


Рисунок 30 Мозаика коэффициентов использования сечений колонн, %

Несущая способность элементов обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,97.

11 Расчеты несущей способности фундаментов под основные колонны

Фундаменты под колонны каркаса предусмотрены мелкого заложения, преимущественно состоящие из подколонника и плитной ступенчатой части. В качестве несущего армирования подколонников и плитной части предусмотрена арматура класса А400. Класс бетона – В25.

11.1 Проверка фундамента Фм1 под колонну

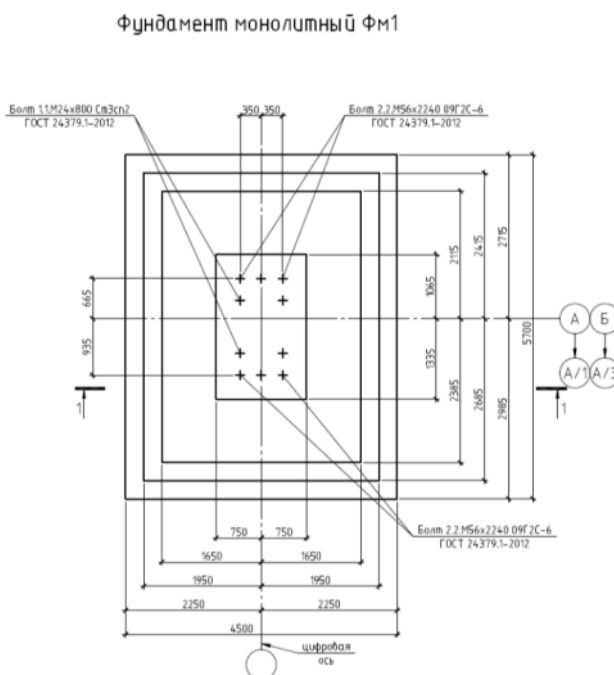
Расчетные комбинации нагрузок для проверки фундамента:

При расчете по I группе предельных состояний $N = 1501$ кН; $M = 125300$ кН · см; $Q = 83,7$ кН.

При расчете по II группе предельных состояний $N = 1110$ кН; $M = 76000$ кН · см; $Q = 52,1$ кН.

Положительное значение продольной силы означает прижим, изгибающий момент и поперечная сила действуют в плоскости поперечной рамы.

В качестве фундамента под колонну Фм1 использован монолитный фундамент мелкого заложения, состоящий из надколонника и плитной части. Исходные данные приведены ниже.



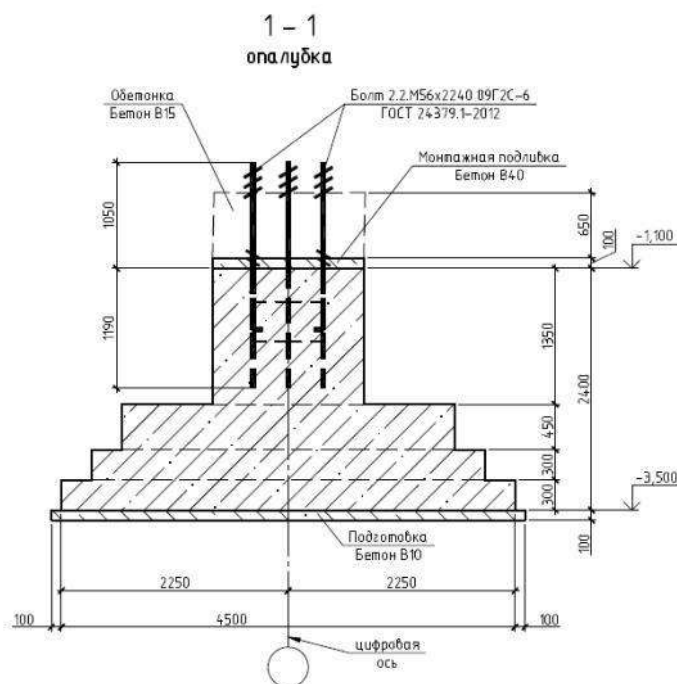


Рисунок 31 Конструкция фундамента под колонну

11.2 Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента

$$R = \left(\frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \right) \cdot [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c C_{II}]$$

В соответствии с данными отчета по инженерно-геологическим изысканиям «ПНС-2 и прилегающие сооружения (аварийные емкости №1, №2, насосная станция пожаротушения, пожарные резервуары, ёмкость бытовых стоков, ЛОС в составе (КОС), резервуар накопитель дождевых стоков в составе КОС)», выполненного ООО «СевИнжГео» в 2022 году, подошва фундамента лежит на ИГЭ 5.

Принимаем следующие величины для подсчета расчетного сопротивления:

- Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента – $\gamma_{II}=18 \text{ кН/м}^3$;
- Расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента – $\gamma_{II}=19 \text{ кН/м}^3$;

- Коэффициенты условий работы: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$, коэффициент $k=1,0$
- характеристики грунтов определены испытаниями;

M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 5.5 СП 22.13330.2011;

Ширина подошвы фундамента $b=4,5$ м; коэффициент $k_z=1$ – при ширине подошвы фундамента менее 10 м; расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента $c_{II}=22$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 30^\circ$; глубина заложения фундамента от уровня планировки $d_1= 3,5$ м.

Расчетное сопротивление грунта основания – $R=711$ кПа.

11.3 Расчет давлений под подошвой фундамента по II группе предельных состояний

Давление под подошвой фундамента:

$$p_{max}^{min} = \frac{N_{max}}{A_{под}} + \gamma_{mid} \cdot d_f + q \mp \frac{M_{x_{под}}}{W_x} \mp \frac{M_{y_{под}}}{W_y}, \text{ где}$$

$N_{max}=N_{II}$ – усилие полученное из статического расчета, тс;

$A_{под}$ – площадь подошвы фундамента, м²;

γ_{mid} – осреднённое значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах, принимаемое равным 19,6 кН/м³;

d_f – глубина заложения фундамента, м;

$M_{под}$ – момент под подошвой фундамента от сдвигающих усилий,

W – момент сопротивления сечения подошвы фундамента, м³;

q – нагрузка на полы, принимаемое равным 20 кПа.

Расчетная комбинация нагрузок:

$$\underline{N} := 1110 \text{ кН} \quad M_y := 76000 \text{ кН см} \quad Q_z := 52 \text{ кН}$$

Параметры фундамента:

$$\text{Высота фундамента от обреза до подошвы} \quad h := 240 \text{ см}$$

$$\text{Параметры подошвы фундамента} \quad a := 450 \text{ см} \quad b := 570 \text{ см}$$

$$\text{Площадь подошвы фундамента} \quad \underline{A} := a \cdot b = 2.565 \times 10^5 \text{ см}^2$$

$$\text{Момент сопротивления площади подошвы фундамента} \quad \underline{W} := \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{450 \cdot 570^2}{6} = 2.4e7 = 2.4e7 \text{ см}^3$$

Давления под подошвой фундамента:

$$p_{\max} := \frac{N}{A} + 19.62 \cdot 10^{-6} \cdot h + \frac{M_y + Q_z \cdot h}{W} = 0.0127 \text{ кН/см}^2$$

$$p_{\min} := \frac{N}{A} + 19.62 \cdot 10^{-6} \cdot h - \frac{M_y + Q_z \cdot h}{W} = 0.00535 \text{ кН/см}^2$$

$p_{\min} = 0,0054 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > 0$ – отрыва подошвы фундамента не происходит.

Согласно п. 5.6.26 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*» краевое давление при действии изгибающего момента вдоль одной оси фундамента не должно превышать $1,2R$:

$$p_{\max} = 127 \text{ кПа} < 1,2 R = 1,2 \cdot 711 = 853 \text{ кПа}$$

11.4 Расчет сечений фундамента по прочности

Расчет изгибаемых железобетонных элементов следует производить из условия:

$$M < M_{ult}$$

M_{ult} – предельный изгибающий момент, который может воспринять сечением элемента.

Согласно рабочим чертежам рабочее армирование плитной части фундамента в направлении цифровых осей (в плоскости рамы) выполнено сетками, состоящей из стержней диаметром 20 мм класса прочности – А400.

Проверим наиболее нагруженное сечение фундамента шириной 1,0м.

Расчетная комбинация нагрузок:

$$N_{\text{н}} := 1501 \text{ кН} \quad M_y := 114000 \text{ кН см} \quad Q_z := 76.1 \text{ кН} \quad \gamma_n := 1.1$$

Параметры фундамента: Высота фундамента от обреза до подошвы $h := 200 \text{ см}$

Параметры подошвы фундамента $a := 450 \text{ см} \quad b := 570 \text{ см}$

Площадь подошвы фундамента $A := a \cdot b = 2.565 \times 10^5 \text{ см}^2$

Момент сопротивления площади подошвы фундамента $W := \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{450 \cdot 570^2}{6} = 2.44e7 = 2.44e7 \text{ см}^3$

Момент инерции площади подошвы фундамента $J := \frac{a \cdot b^3}{12} = 6.94e9 \text{ см}^4$

Давления под подошвой фундамента:

$$p_{\text{max}} := \frac{N}{A} + 19.62 \cdot 10^{-6} \cdot h + \frac{M_y + Q_z \cdot h}{W} = 0.0151 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению $R_s := 34.0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad E_s := 20601$

Площадь арматуры (5 стержней) $A_s := 15.7 \text{ см}^2$

Класс бетона В25 Расчетное сопротивление бетона на сжатие $R_b := 1.45 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$

Высота сжатой зоны $h_0 := 100 \text{ см}$

Вылет консоли нижней плиты $f := 165 \text{ см}$

$$x := \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = 0.646 \text{ см} \quad \xi R_h 0 := \frac{0.8}{1 + \frac{E_s \cdot 0.0035}{R_s}} \cdot h_0 = 54.365 \text{ см}$$

$$M_{\text{ult}} := R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0.5x) = 53207.0 \quad M := p_{\text{max}} \cdot 100 \cdot f \cdot \frac{f}{2} = 20554.0 \quad K_{\text{исп}} := \frac{M \cdot \gamma_n}{M_{\text{ult}}} = 0.425$$

Несущая способность обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,43.

11.5 Расчет конструкции подколонника

Подколонник фундамента предусмотрен прямоугольного сечения с размерами 1500x2400(h)мм. Согласно чертежам армирование подколонника фундамента выполнено стержнями диаметром 20 мм. Класс арматуры – А400. Расчетное сечение подколонника показано ниже.

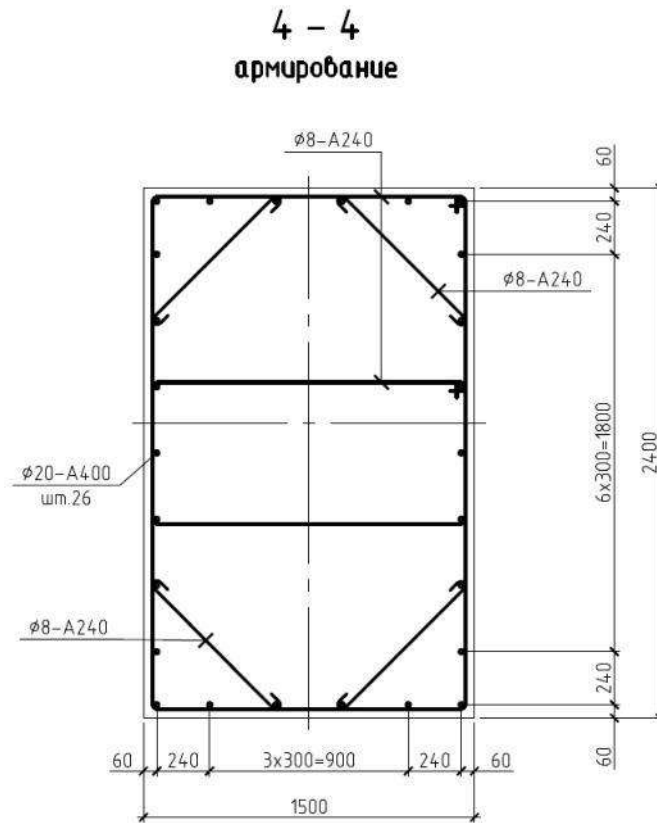


Рисунок 32 Расчетное сечение элемента подколонника

Максимальные усилия в расчетном сечении

$$M_y := 114000 \cdot 1.1 + 76.1 \cdot 135 \cdot 1.1 = 136700.0 \text{ кНсм} \quad N := 1501 \cdot 1.1 = 1651.0 \text{ кН}$$

Усилия от постоянных и длительных нагрузок

$$M_{y1} := 136700 \text{ кНсм} \quad N_1 := 1651 \text{ кН}$$

Класс бетона В25

$$\text{Модуль упругости } E_b := 3000 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\text{Расчетное сопротивление бетона на сжатие } R_b := 1.45 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Продольная арматура А400 диаметром $d := 2.0$

$$\text{Площадь арматуры в растянутой зоне (6 стержней)} \quad A_{sy} := 18.8 \quad A_{sy1} := 0$$

$$\text{Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению} \quad R_s := 34$$

$$\text{Расчетное сопротивление продольной арматуры сжатию} \quad R_{sc} := 34$$

$$\text{Модуль упругости арматуры} \quad E_s := 20601$$

$$\text{Высота сечения} \quad h := 240 \quad b := 150$$

$$\text{Защитный слой бетона} \quad m_1 := 5$$

$$\text{Высота сжатой зоны} \quad h_0 := h - m_1 = 235$$

$$\text{Геометрическая длина} \quad L_y := 135$$

$$\text{Расчетные длины} \quad l_0 := 2.0 \cdot L_y = 270$$

Момент внешних сил относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр наименее сжатого стержня арматуры от действия всех нагрузок

$$M_{Iy} := M_y + N \cdot (h_0 - m_1) \div 2 = = 326565.0$$

Момент внешних сил относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр наименее сжатого стержня арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок

$$M_{Iy1} := M_{y1} + N_1 \cdot (h_0 - m_1) \div 2 = = 326565.0$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента

$$\varphi_1 := 1 + \frac{M_{Iy1}}{M_{Iy}} = = 2.0$$

Эксцентриситеты

$$e_0 := \frac{M_y}{N} = = 83.0$$

$$\delta_{ey} := \frac{e_0}{h} = = 0.346 \quad \blacksquare > 0.15 \quad \text{и} \quad \blacksquare < 1.5$$

Момент инерции сечения бетона:

$$J_{\text{м}} := \frac{b \cdot h^3}{12} = = 1.73e8$$

Момент инерции всей продольной арматуры:

$$J_s := A_{sy} \cdot \left(\frac{h}{2} - m_1 \right)^2 + A_{sy1} \cdot \left(\frac{h}{2} - m_1 \right)^2 = = 248629.0$$

$$k_s := 0.7$$

$$k_b := \frac{0.15}{\varphi_1 \cdot (0.3 + \delta_{ey})} = 0.116$$

Жесткость железобетонного элемента в предельной стадии

$$D_y := k_b \cdot E_b \cdot J + k_s \cdot E_s \cdot J_s = 6.38e10$$

Критические силы в плоскости действия момента

$$N_{crly} := \pi^2 \cdot \frac{D_y}{l_0^2} = 8.64e6$$

Коэффициенты учета влияния прогиба

$$\eta := \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crly}}} = 1.0$$

$$\xi_w := e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - m_1}{2} = 198.0$$

$$\xi_R := \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{7000}} = 0.796$$

$$x := \frac{N + R_s \cdot A_{sy} - R_{sc} \cdot A_{sy1}}{R_b \cdot b} = 10.5 \quad \bullet < \bullet \quad \xi_R \cdot h_0 = 0.796 \cdot 235 = 187.0$$

Условие выполнено.

$$M_{\text{нес}} := R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_{sy1} \cdot (h_0 - m_1) = 1.45 \cdot 150 \cdot 10.5 \cdot (235 - 0.5 \cdot 10.5) + 34 \cdot [0 \cdot (235 - 5)] = 524691.0 = 524691.0$$

$$\bullet > \bullet \quad N \cdot e = 3.269 \times 10^5 \quad \text{Коэффициент использования} \quad \text{кнсп} := \frac{N \cdot e}{M_{\text{нес}}} = 0.623$$

Несущая способность подколонника обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,62.

11.6 Расчет основания по несущей способности

Расчет оснований по несущей способности выполняют на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом на грунт, исходя из условия:

$$F \leq \frac{\gamma_c \cdot N_u}{\gamma_n}$$

где F – расчетная нагрузка на основание, кН;

N_u – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, кН.

Расчетная комбинация усилий, действующих на базу колонны (по I группе предельных состояний):

$$N_{\text{св}} := 1501 \quad \text{кН} \quad M := 114000 \quad \text{кН см} \quad Q := 76.1 \quad \text{кН}$$

Размеры подошвы фундамента: длина $l_{\text{св}} := 570 \quad \text{см}$ ширина $b := 450 \quad \text{см}$

Глубина заложения $h := 240 \quad \text{см}$

Собственный вес фундамента и грунта на уступах: $P_f := l \cdot b \cdot h \cdot 0.00002 = 1.231 \times 10^3 \quad \text{кН}$

Расчетное значение удельного сцепления грунта и угла внутреннего трения $c_1 := 0.00022 \quad \varphi_1 := 30$

Расчетная вертикальная нагрузка на основание: $F_v := N + 1.1P_f = 2855.0 \quad \text{кН}$

Расчетная горизонтальная нагрузка на основание: $F_h := Q = 76.1 \quad \text{кГс}$

Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание:

$$\text{tg} \delta := \frac{F_h}{F_v} = 0.0267 \quad \bullet < \bullet \quad \sin \left(\frac{\pi \cdot \varphi_1}{180} \right) = 0.5$$

Условие выполнено, соответственно, расчет на сдвиг по подошве производить не требуется.

Изгибающий момент в уровне подошвы фундамента: $M_x := M + Q \cdot h = 1.323 \times 10^5 \quad \text{кН см}$

Эксцентриситет приложения нагрузки: $e_x := \frac{M_x}{F_v} = 46.327 \quad \text{см}$

Приведенные габариты фундамента: $l_1 := l - 2 \cdot e_x = 477.346 \quad \text{см} \quad b_1 := b = 450 \quad \text{см}$

Безразмерные коэффициенты: $N_\gamma := 9.43 \quad N_q := 15.63 \quad N_c := 25.34$

Расчетный удельный вес грунтов, находящихся ниже и выше подошвы фундамента: $\gamma_1 := 0.00002 \quad \gamma_2 := 0.00002$

Параметры формы подошвы фундамента: $\eta := \frac{l_1}{b_1} = 1.061$

$$\xi_\gamma := 1 - \frac{0.25}{\eta} = 0.764 \quad \xi_q := 1 + \frac{1.5}{\eta} = 2.414 \quad \xi_c := 1 + \frac{0.5}{\eta} = 1.471$$

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления:

$$N_u := b_1 \cdot l_1 \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b_1 \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_2 \cdot h + N_c \cdot \xi_c \cdot c_1) = 5.46 \times 10^4 \quad \text{кН}$$

Коэффициент условий работы $\gamma_c := 1$

Коэффициент надежности по назначению (Уровень ответственности) $\gamma_n := 1.1$

Условие устойчивости основания $\frac{F_v}{\text{св}} := F_v = 2.855 \times 10^3 \quad \bullet < \bullet \quad \frac{\gamma_c \cdot N_u}{\gamma_n} = 4.964 \times 10^4$

Условие выполнено.

12 Расчет на прогрессирующее обрушение

Проверочный расчет конструкций здания пульпонасосной станции на прогрессирующее обрушение производится для нескольких вариантов отказа несущих колонн.

Расчёты конструкций выполнены в соответствии с требованиями СП 16.13330.2011 «СНиП II-23-81*. Стальные конструкции», СП 20.13330.2011 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия» и СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения».

При расчетах на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение используются следующие положения:

- расчет выполняется для комбинации загружений, которая включает постоянные, длительные и кратковременные нагрузки;
- несущая способность элементов определяется только для первой группы предельных состояний (прочность и устойчивость);
- конструкции рассчитываются на действие нормативных значений нагрузок;
- при проверке элементов принимаются нормативные значения характеристик материалов;
- коэффициент надежности по ответственности принимается $\gamma_n=1,0$;
- коэффициенты сочетания нагрузок принимаются как для особого сочетания;
- для стальных элементов учитывается коэффициент условий работы $\gamma_c=1,1$.

12.1 Описание расчетной схемы для варианта 1

В качестве расчетной ситуации на прогрессирующее обрушение для варианта 1 выбрана ситуация отказа угловой колонны по оси А/1.

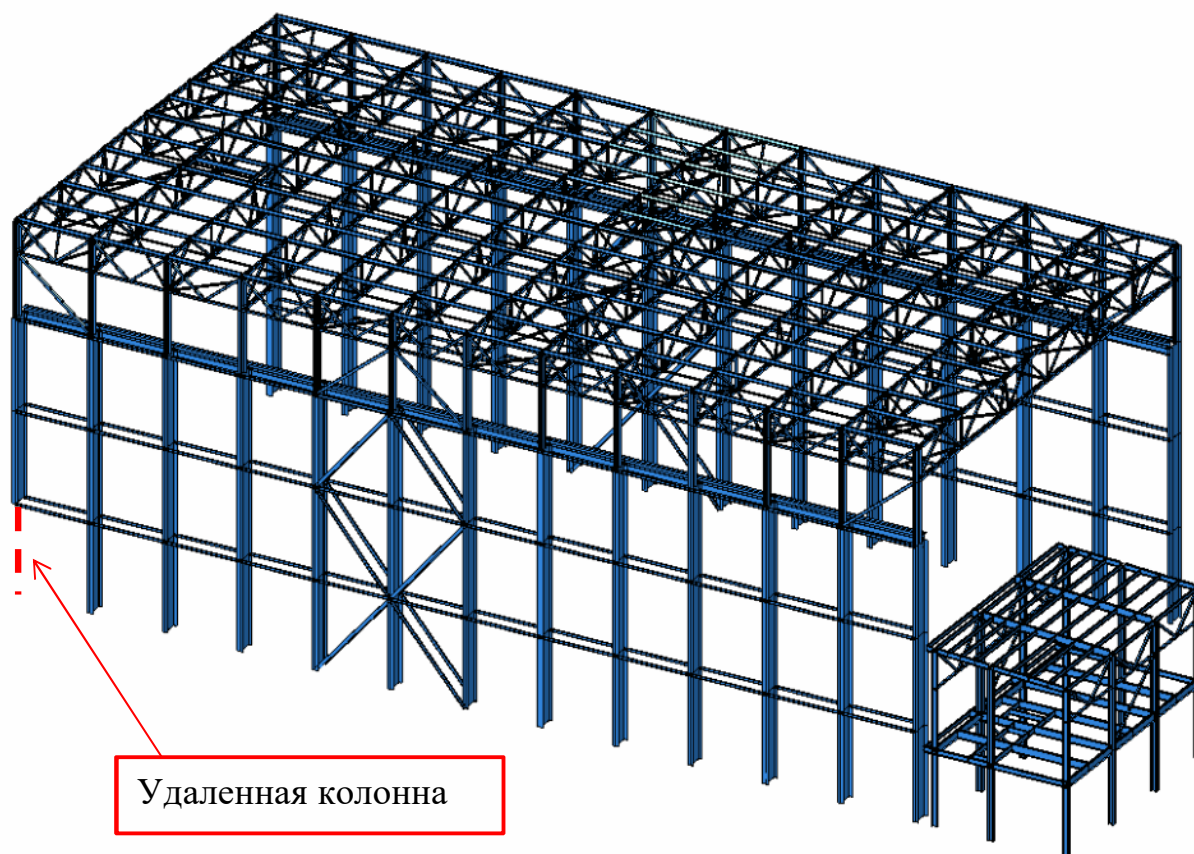


Рисунок 33 Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, в том числе за счет дополнительного включения элементов связей по колоннам.

12.2 Проверка элементов для варианта 1

Проверка элементов связей произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

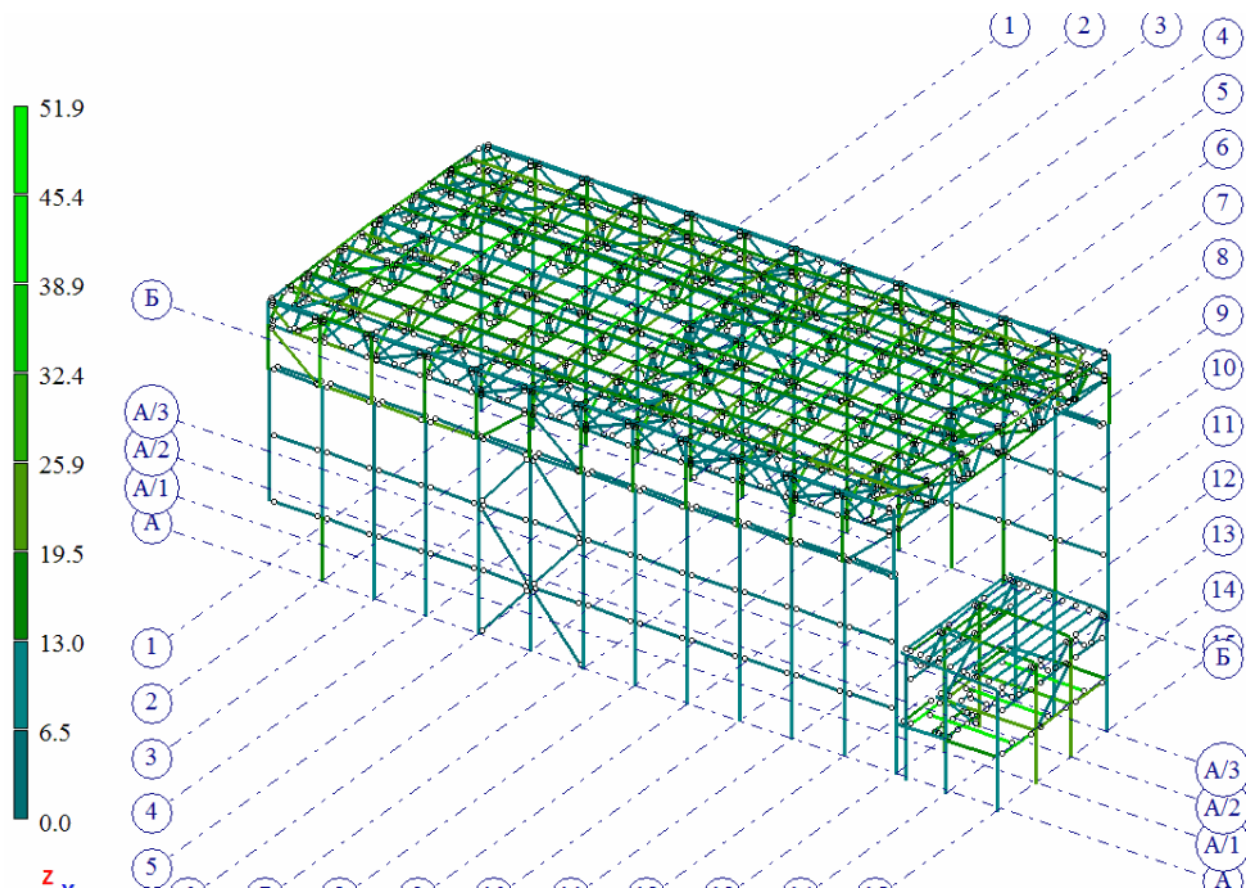


Рисунок 34 Мозаика коэффициентов использования сечений,
%

Несущая способность элементов обеспечена.

12.3 Описание расчетной схемы для варианта 2

В качестве расчетной ситуации на прогрессирующее обрушение для варианта 2 выбрана ситуация отказа рядовой колонны по оси А/8.

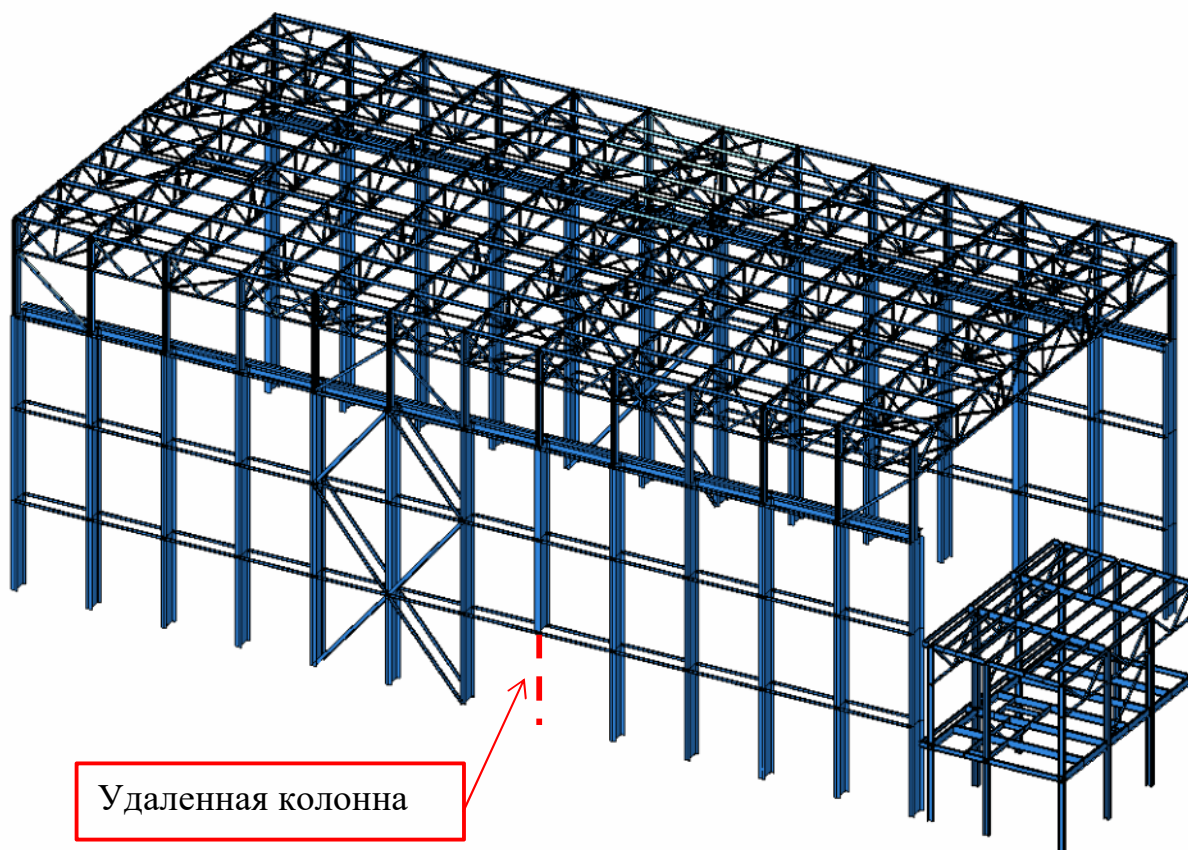


Рисунок 35 Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, в том числе за счет дополнительного включения вертикальных связей по колоннам.

12.4 Проверка элементов для варианта 2

В результате произошедших изменений системы элементы вертикальных связей начинают работать в качестве центрально сжатых стержней.

Проверка элементов связей произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

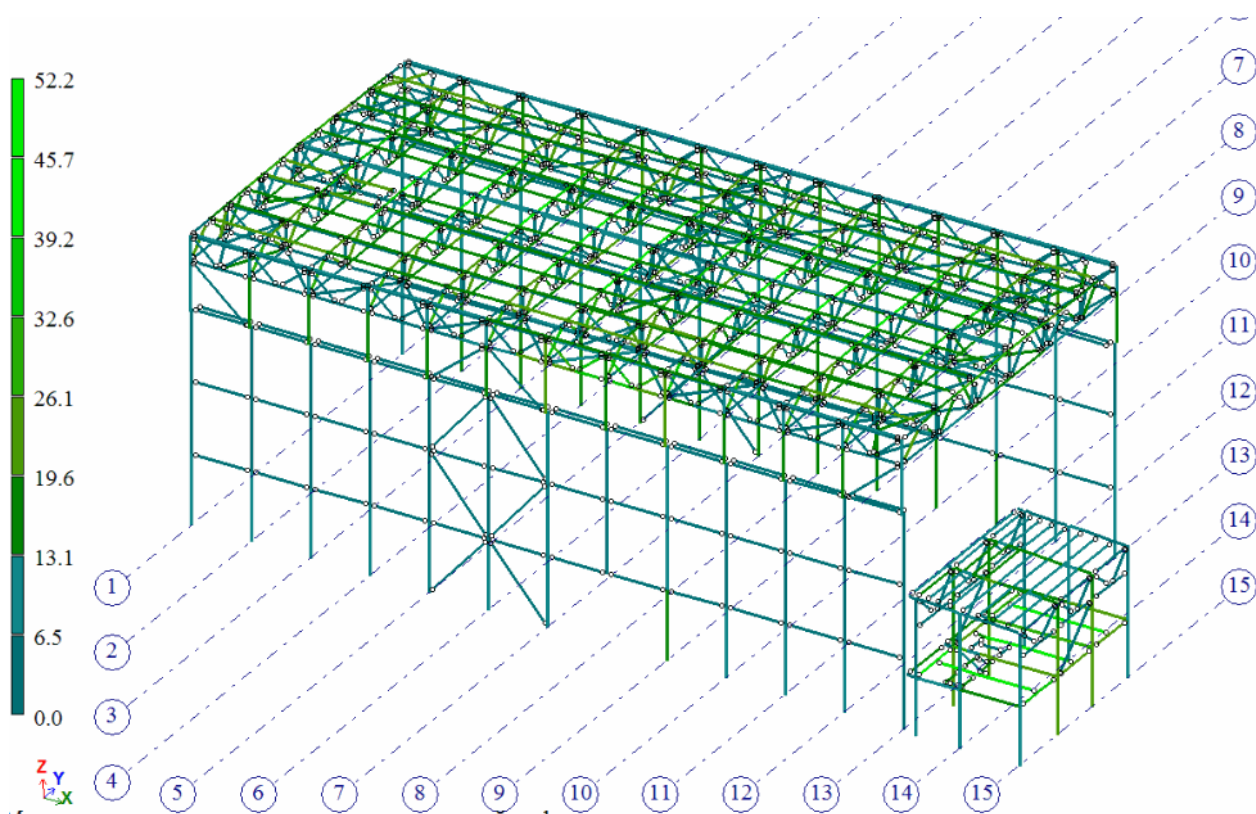


Рисунок 36 Мозаика коэффициентов использования сечений,
%

Несущая способность элементов обеспечена.

12.5 Описание расчетной схемы для варианта 3

В качестве расчетной ситуации на прогрессирующее обрушение для варианта 3 выбрана ситуация отказа угловой колонны по оси А/15.

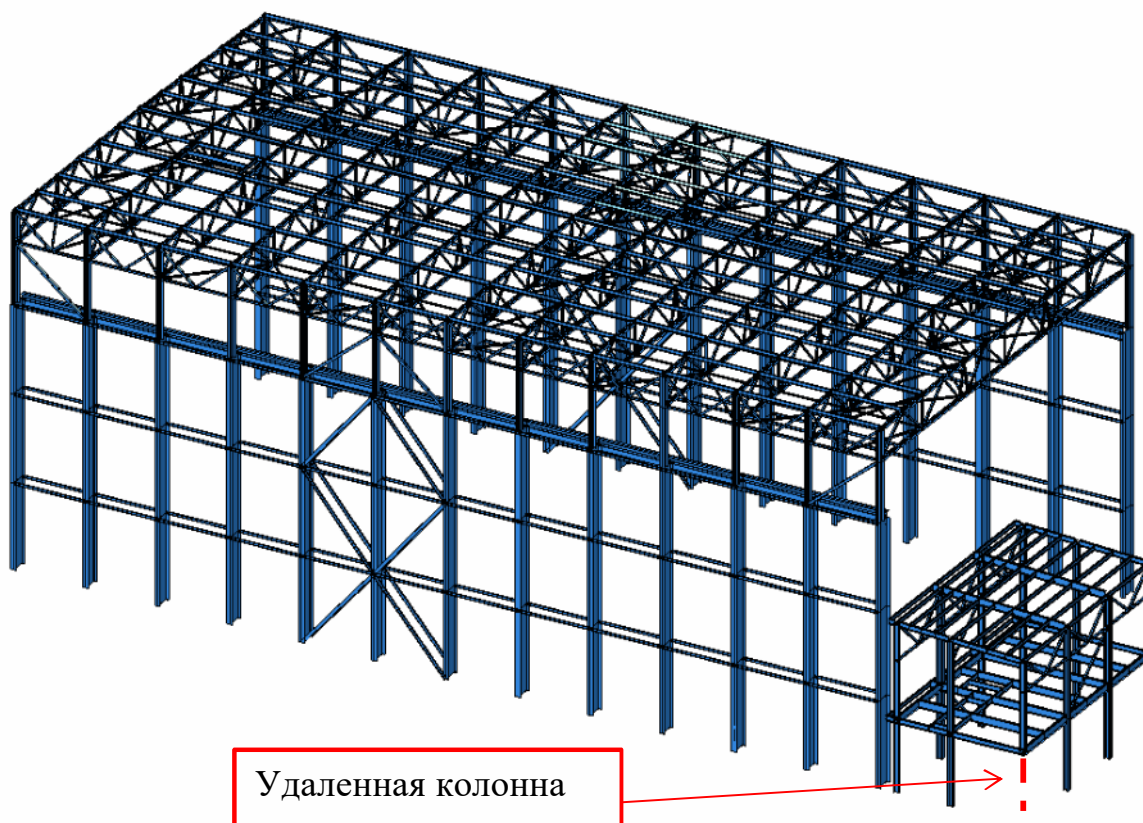


Рисунок 37 Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, в том числе за счет дополнительного включения вертикальных связей по колоннам.

12.6 Проверка элементов для варианта 3

В результате произошедших изменений системы элементы вертикальных связей начинают работать в качестве центрально сжатых стержней.

Проверка элементов связей произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

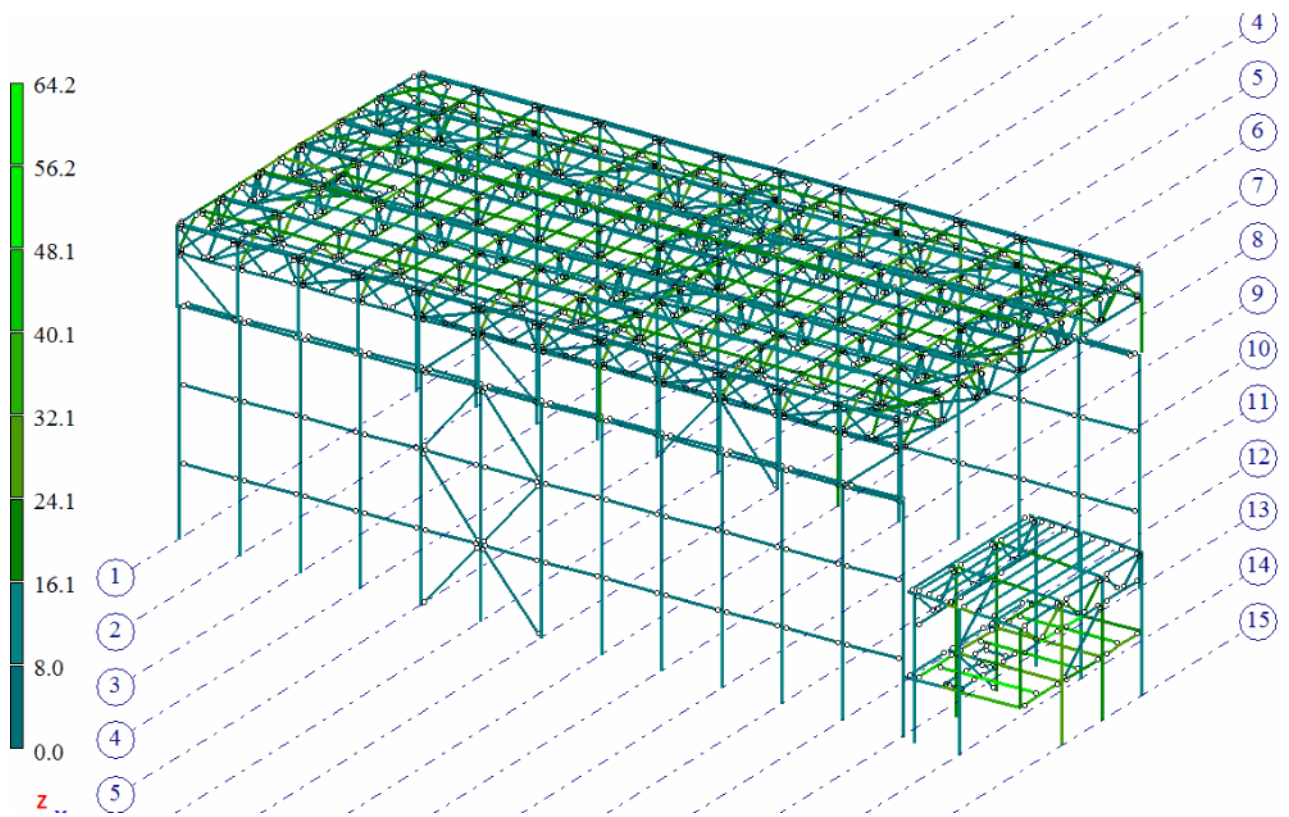


Рисунок 38 Мозаика коэффициентов использования сечений,
%

Несущая способность элементов обеспечена.

12.7 Описание расчетной схемы для варианта 4

В качестве расчетной ситуации на прогрессирующее обрушение для варианта 4 выбрана ситуация отказа рядовой колонны по оси А/2 / 15.

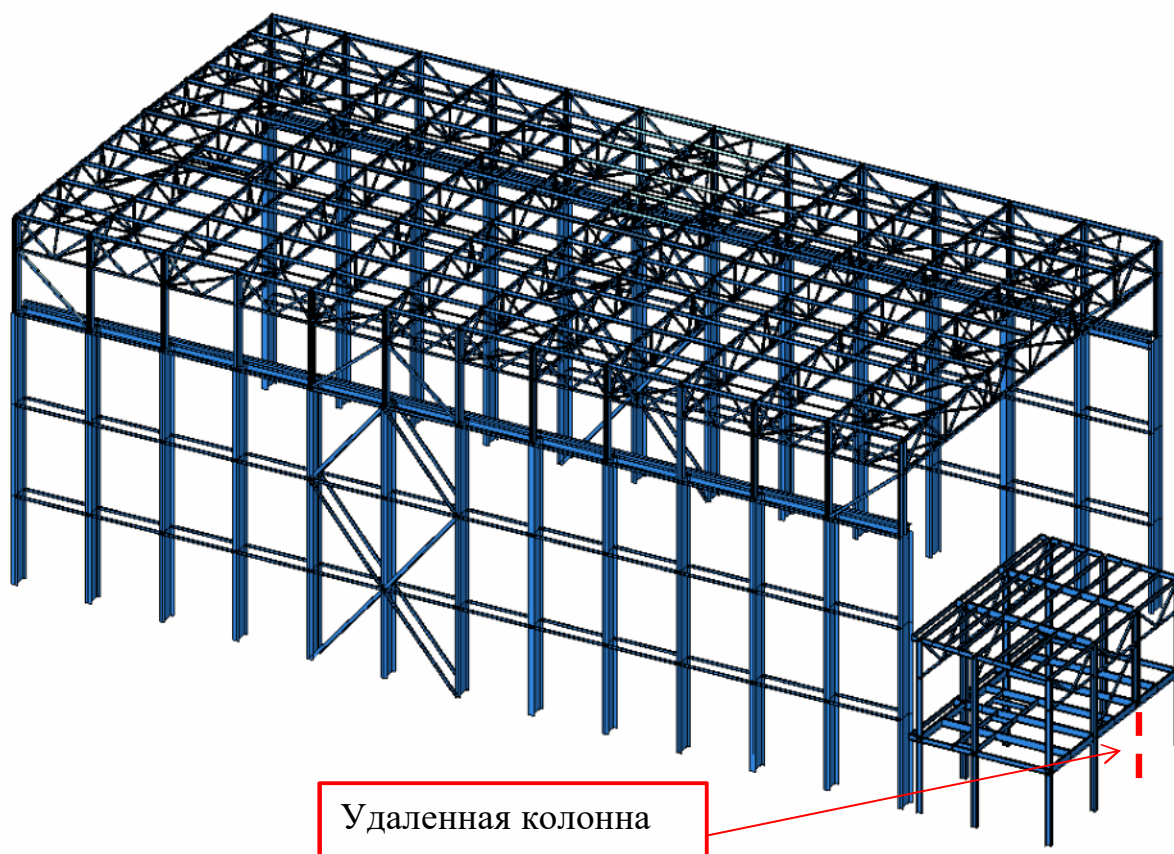


Рисунок 39 Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, в том числе за счет дополнительного включения вертикальных связей по колоннам.

12.8 Проверка элементов для варианта 4

В результате произошедших изменений системы элементы вертикальных связей начинают работать в качестве центрально сжатых стержней.

Проверка элементов связей произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

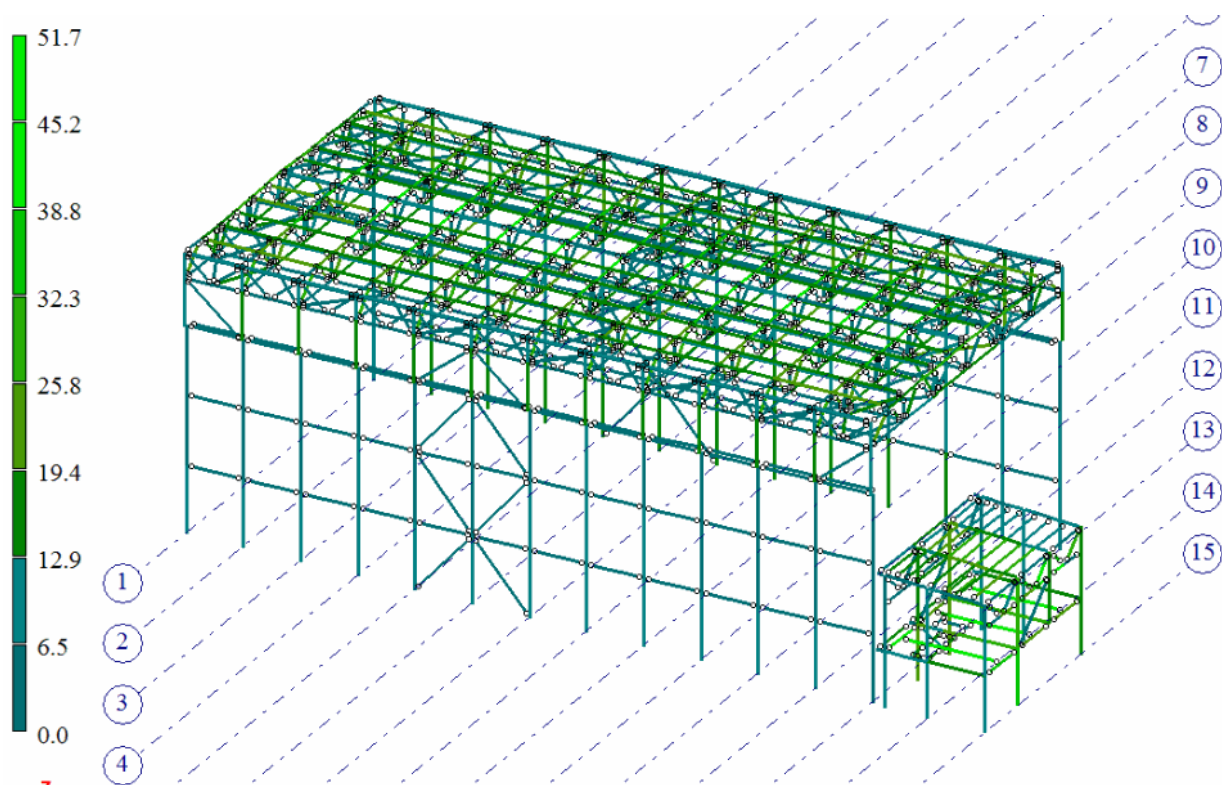


Рисунок 40 Мозаика коэффициентов использования сечений,
%

Несущая способность элементов обеспечена.

Так как несущая способность элементов обеспечена, можно сделать вывод о том, что конструкция здания устойчива к прогрессирующему обрушению.

13 Заключительная часть



По результатам выполненных расчетов можно сделать следующие выводы:

- несущая способность профилированного настила обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,90;
- несущая способность подкрановых балок обеспечена. Максимальный коэффициент использования 0,63;
- несущая способность прогонов покрытия обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,80;
- несущая способность стропильных ферм покрытия обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,90;
- несущая способность стропильных балок покрытия обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,99;
- несущая способность балок площадок обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,99;
- несущая способность колонн основного каркаса обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,98;
- несущая способность связей по колоннам обеспечена. Максимальный коэффициент использования составляет 0,97;
- несущая способность фундаментов обеспечена;
- здание устойчиво к прогрессирующему обрушению.

Таблица регистрации изменений

Таблица регистрации изменений								
Изм.	Номера листов (страниц)				Всего листов (страниц) в док.	Номер док.	Подп.	Дата
	измененных	замененных	новых	аннулированных				

Список исполнителей

Должность	Ф.И.О.	Подпись	Дата
Главный специалист, ответственный исполнитель проверочных расчетов	М.Ю. Кораблев		
Нормоконтролер	А.А. Смирнов		01.07.22

Содержание

1	Основные положения расчетов.....	3
2	Исходные данные для проведения проверочного расчета	4
3	Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции	5
3.1	Постоянная нагрузка	5
3.2	Технологическая нагрузка на площадках	5
3.3	Технологическая нагрузка от заполнения зумпфа.....	5
3.4	Технологическая нагрузка от оборудования.....	6
4	Особенности расчетной схемы	7
5	Сбор нагрузок на конструкции сооружения	9
5.1	Постоянные нагрузки	9
5.2	Технологическая нагрузка на площадках (L4).....	10
5.3	Технологическая нагрузка от заполнения зумпфа (L6-L16)	11
5.4	Нагрузка от оборудования (L17)	11
6	Проверка армирования монолитных конструкций.....	12
6.1	Проверка принятого армирования фундаментной плиты	12
6.2	Проверка принятого армирования наружных стен толщиной 900мм	12
6.3	Проверка принятого армирования внутренних стен толщиной 900мм... ..	13
6.4	Проверка принятого армирования стен распределительного лотка 300мм 14	
6.5	Проверка принятого армирования перекрытия распределительного лотка 300мм.....	17
6.6	Проверка принятого армирования перекрытия на отм. +14,500 толщиной 300мм.....	19
6.7	Проверка принятого армирования колонн.....	22
6.8	Проверка принятого армирования балок перекрытия.....	23
7	Проверка основания по деформациям.....	24
8	Заключительная часть	27
	Таблица регистрации изменений.....	28

1 Основные положения расчетов

Проверочные расчеты основных конструкций монолитного зумпфа выполнены в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия», СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений».

Конструктивная схема сооружения – стеновая.

Несущие конструкции воспринимают следующие нагрузки:

- собственный вес несущих конструкций;
- технологическую нагрузку.

Сечения конструкций приняты по проектным данным. Нагрузка от оборудования принята в соответствии с технологическими данными.

Здание пульпонасосной станции относится к категории зданий повышенного уровня ответственности, коэффициент надежности по ответственности принят $\gamma_n=1,1$.

Статический расчет производился с использованием программного комплекса SCAD OFFICE, предназначенного для численного исследования на ЭВМ напряженно-деформированного состояния и устойчивости конструкций.

2 Исходные данные для проведения проверочного расчета

Снеговой район – V с расчетным значением веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли 3,5 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

По значению ветрового давления территория относится к II району с нормативным значением 0,30 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

Технологические нагрузки приняты в соответствии с данными Заказчика.

3 Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции

3.1 Постоянная нагрузка

Сбор постоянных нагрузок от веса конструкции перекрытий приведен в таблице 1.

Таблица 1 Интенсивность постоянных нагрузок

Наименование	Нормативное значение нагрузки, кН/м ²	Коэф. надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки, кН/м ²
Постоянная нагрузка от веса перекрытия на отм. +14,500			
Покрытие из бетона В25 с упрочненным верхним слоем ($\gamma=25\text{кН/м}^3$, толщина 25мм)	0,625	1,3	0,813
ИТОГО:	0,625		0,813
Постоянная нагрузка от веса покрытия пола			
Бетонная разуклонка ($\gamma=25\text{кН/м}^3$, толщина 0-2350мм)	58,75	1,1	64,63
ИТОГО:	58,75		64,63

Собственный вес несущих железобетонных конструкций учитывается автоматически с коэффициентом надежности по нагрузке – 1,1.

Собственный вес конструкции футеровки (стальной лист 10мм) принимается равной $0,77\text{кН/м}^2$ с коэффициентом надежности 1,05.

3.2 Технологическая нагрузка на площадках

Технологическая нагрузка на площадках принимается величиной 5кН/м^2 за исключением монтажной площадки (10кН/м^2). Коэффициент надежности по нагрузке - 1,2.

3.3 Технологическая нагрузка от заполнения зумпфа

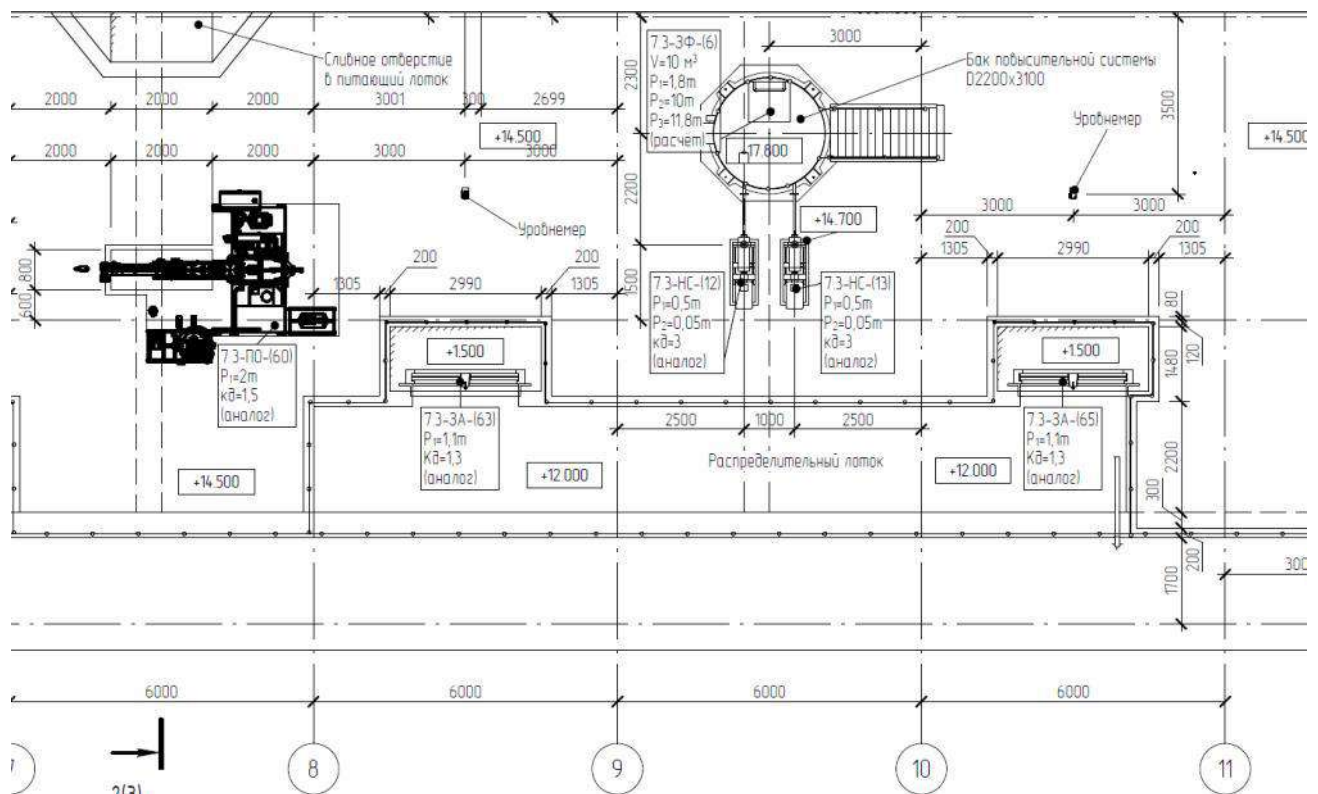
В соответствии с технологическим заданием принимается удельный вес пульпы величиной 11кН/м^3 (для рабочего режима). Коэффициент надежности по нагрузке принимается величиной 1,1.

Высота уровня жидкости в зумпфе принимается равной 10,2м. Высота уровня жидкости в лотке принимается 1,5м.

В качестве аварийной ситуации представить одновременное заполнение пульпой всех зумпфов (включая аварийный), до уровня аварийного перелива между аварийным и первым зумпфом +11,700

3.4 Технологическая нагрузка от оборудования

Выкопировка из задания в части нагрузки от бака повысительной системы и иного оборудования приведена ниже.



4 Особенности расчетной схемы

Расчет несущей способности основных несущих элементов сооружения монолитного зумпфа произведен с использованием программного комплекса SCAD OFFICE.

Расчетная схема наземной части – система, состоящая из пластинчатых элементов. Сопряжение элементов стен и перекрытий между собой предусмотрено жестким.

Основание учтено с помощью сателлита КРОСС по фактической посадке на инженерно-геологические разрезы.

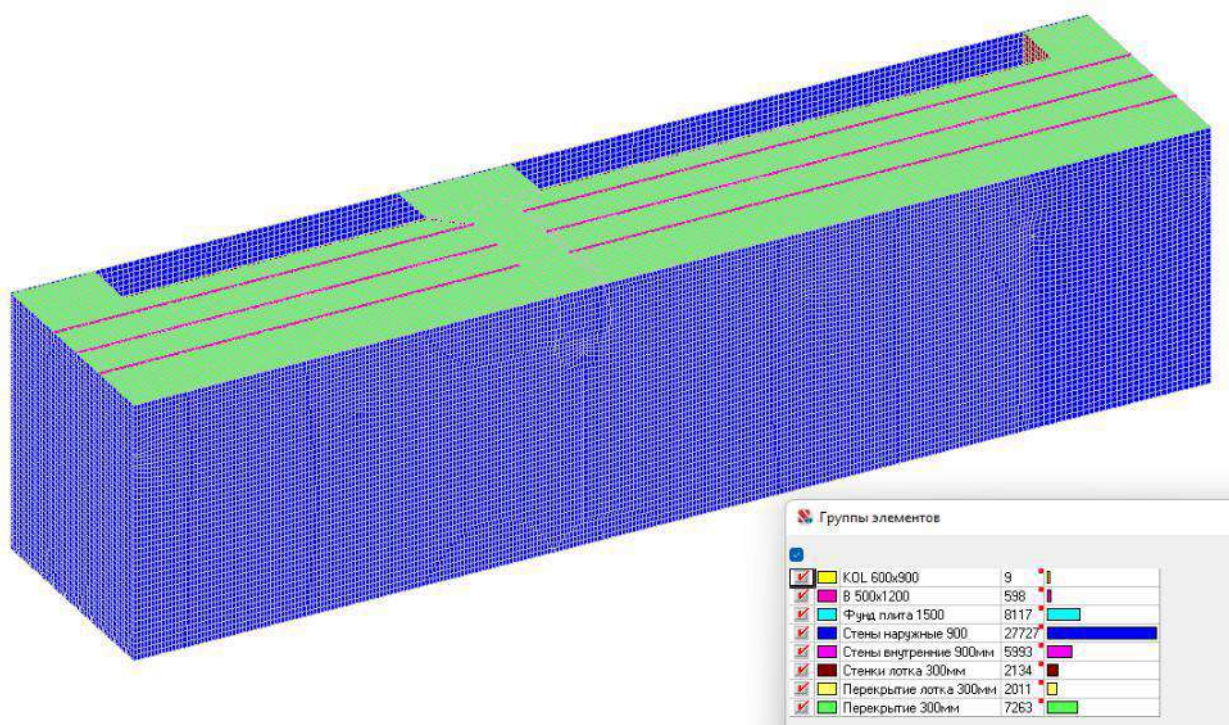


Рисунок 1 Общий вид расчетной схемы

Мозаика коэффициентов постели приведена ниже.

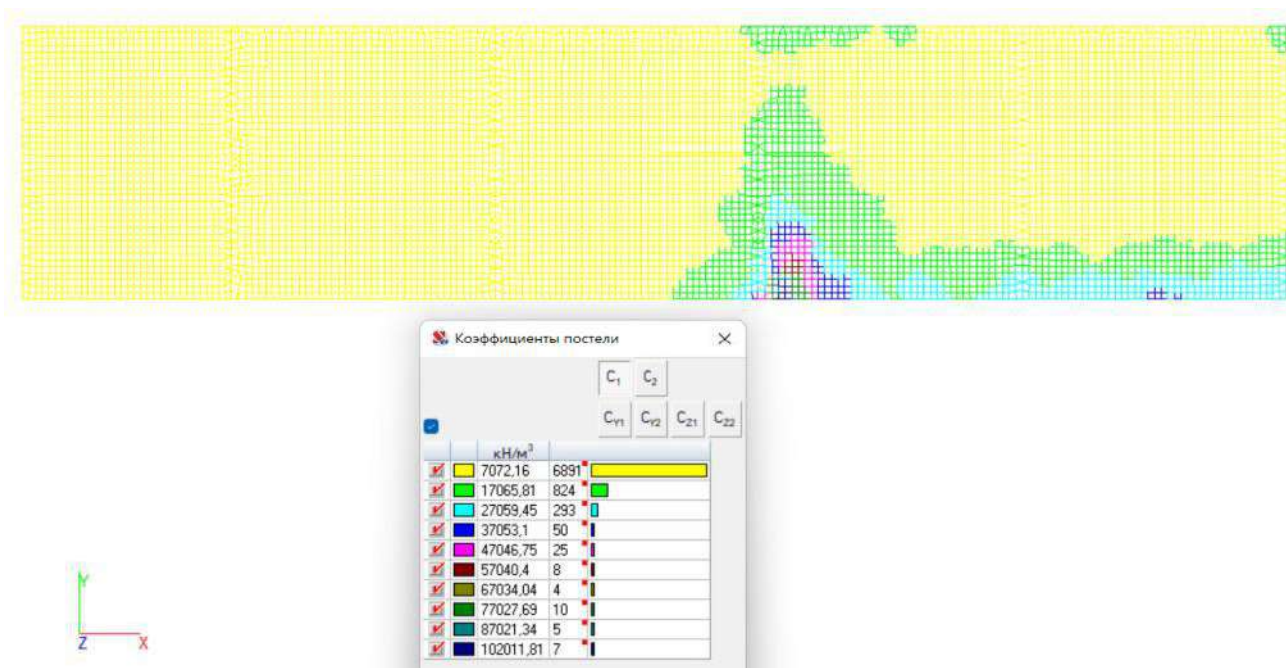


Рисунок 2 Мозаика коэффициентов постели основания, т/м^3

5 Сбор нагрузок на конструкции сооружения

Сбор нагрузок на основные конструкции сооружения производится в соответствии с данными п. 3.

5.1 Постоянные нагрузки

1. Собственный вес основных несущих конструкций (L1)

Собственный вес несущих конструкций учитывается автоматически с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,1$ для железобетонных конструкций.

2. Собственный вес конструкции перекрытия (L2)

Мозаика равномерно-распределенной нагрузки показана ниже.

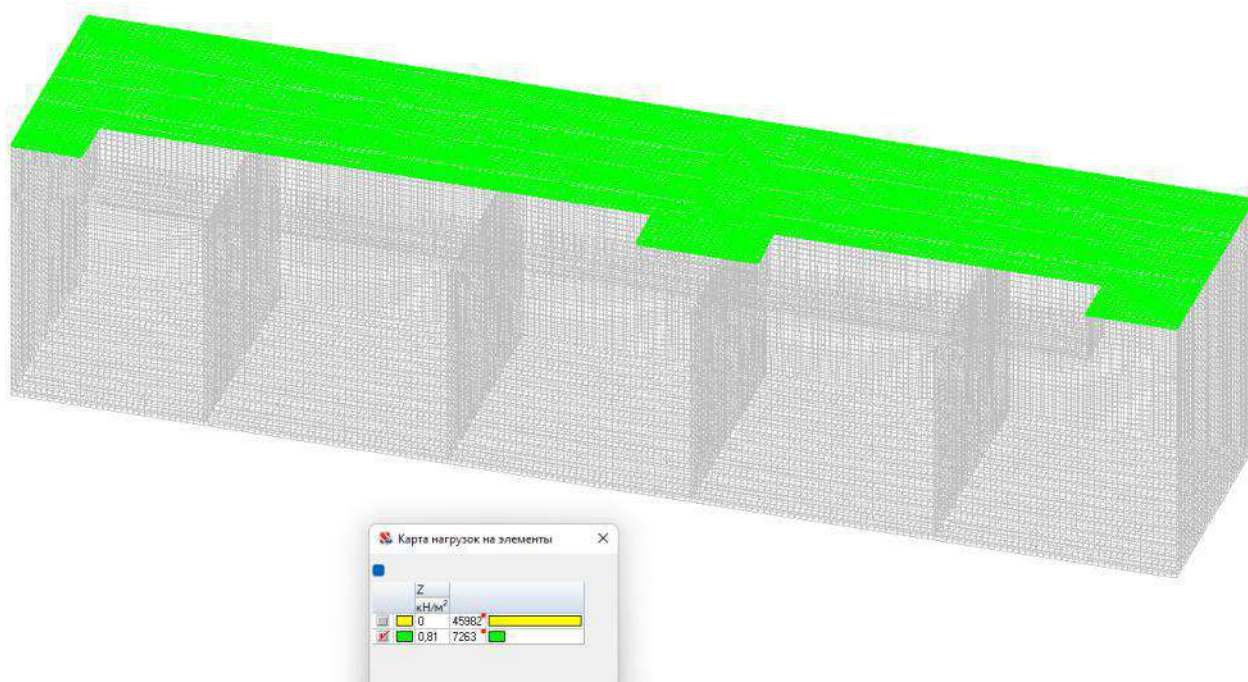


Рисунок 3 Нагрузка от собственного веса конструкции перекрытия, кН/м²

3. Собственный вес конструкции футеровки (L3)

Мозаика равномерно-распределенной нагрузки показана ниже.

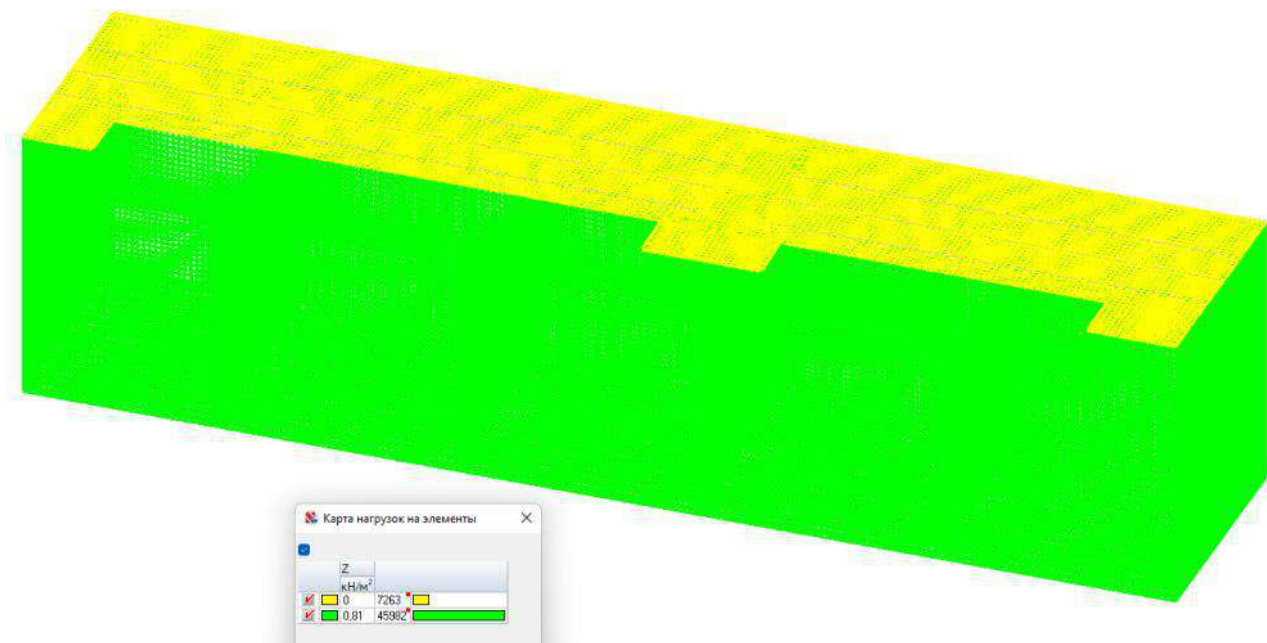


Рисунок 4 Нагрузка от собственного веса конструкции футеровки, кН/м^2

5.2 Технологическая нагрузка на площадках (L4)

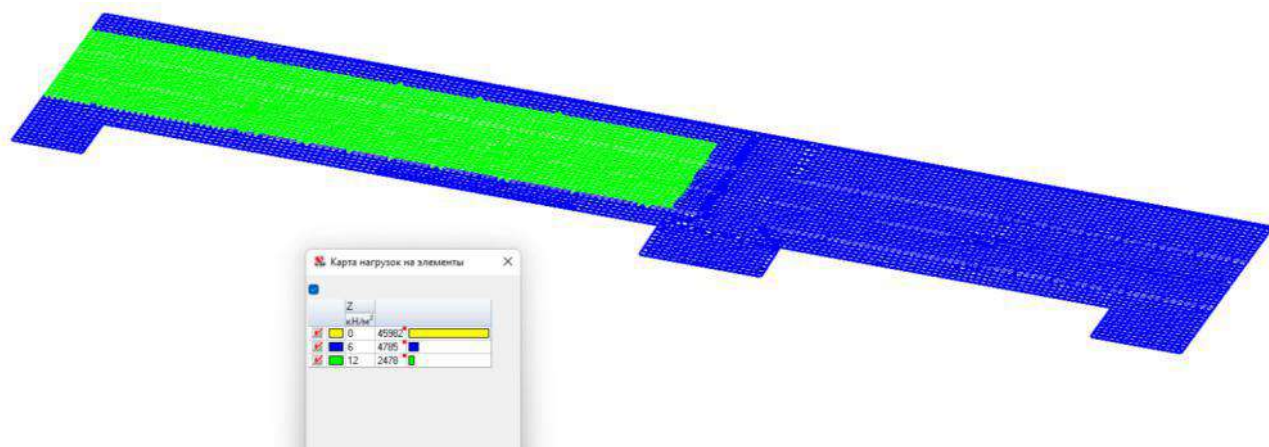


Рисунок 5 Технологическая нагрузка на площадках, кН/м

5.3 Технологическая нагрузка от заполнения зумпфа (L6-L16)

Технологическая нагрузка от заполнения прикладывается отдельно для каждого зумпфа и лотка. Нагрузка прикладывается отдельно в виде рабочей и особой нагрузки.

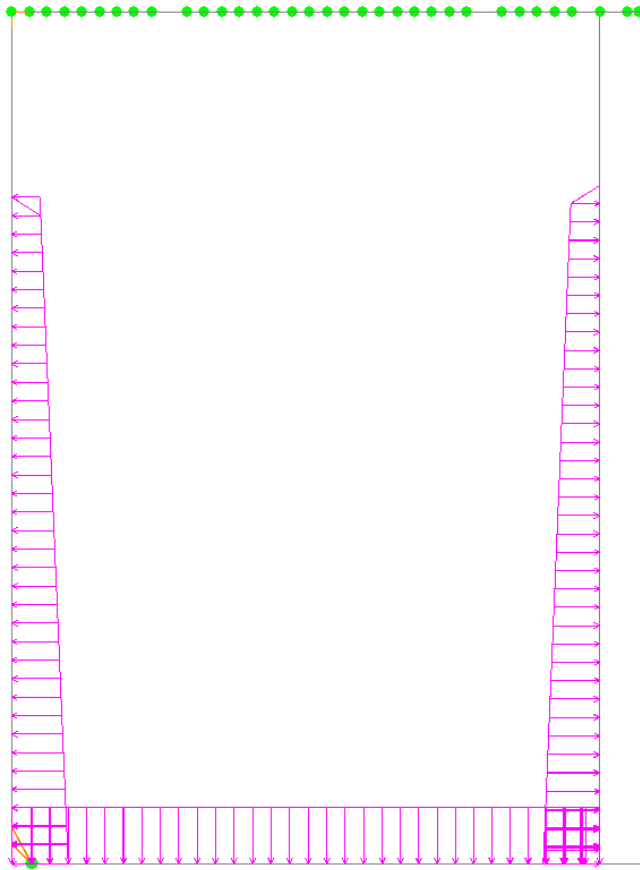


Рисунок 6 Технологическая нагрузка, kH/m^2

5.4 Нагрузка от оборудования (L17)

Нагрузка от оборудования прикладывается к конструкции перекрытия.

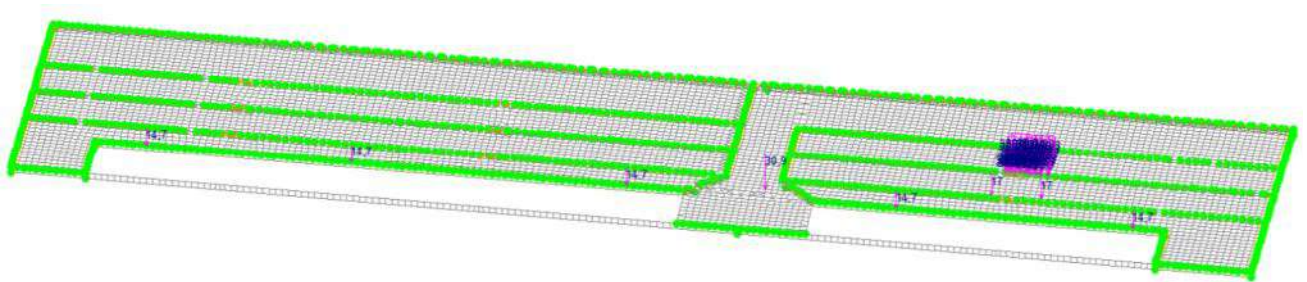


Рисунок 7 Нагрузка от оборудования, kH и kH/m^2

6 Проверка армирования монолитных конструкций

6.1 Проверка принятого армирования фундаментной плиты

Фундаментная плита предусмотрена толщиной 1500мм. Класс бетона – В25, класс прочности арматуры – А400. Армирование предусмотрено отдельными стержнями диаметром 25мм с шагом 200мм.

Мозаика коэффициентов использования сечения приведена ниже.

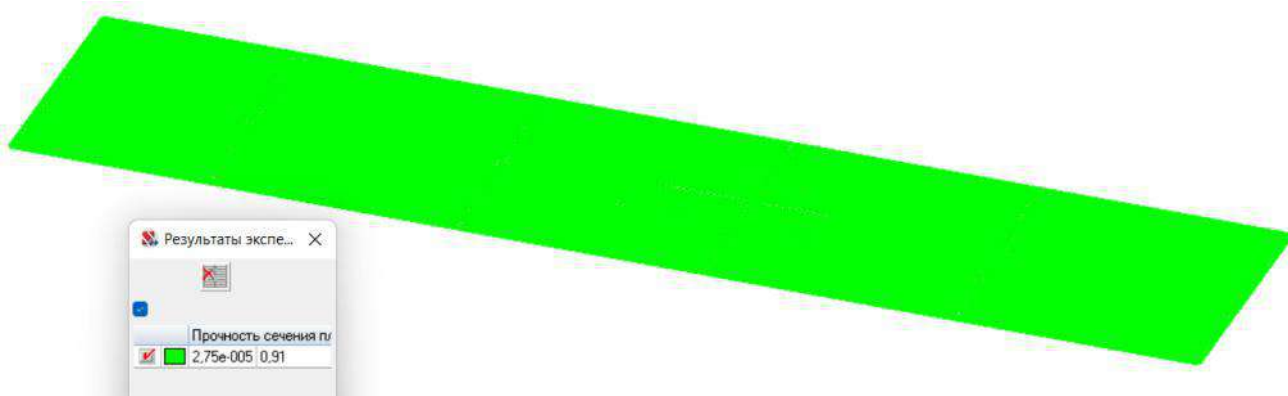


Рисунок 8 Мозаика коэффициентов использования

Несущая способность обеспечена.

6.2 Проверка принятого армирования наружных стен толщиной 900мм

Класс бетона стен – В25, класс прочности арматуры – А400. Армирование предусмотрено отдельными стержнями диаметром 25мм с шагом 200мм.

Мозаика коэффициентов использования сечения приведена ниже.

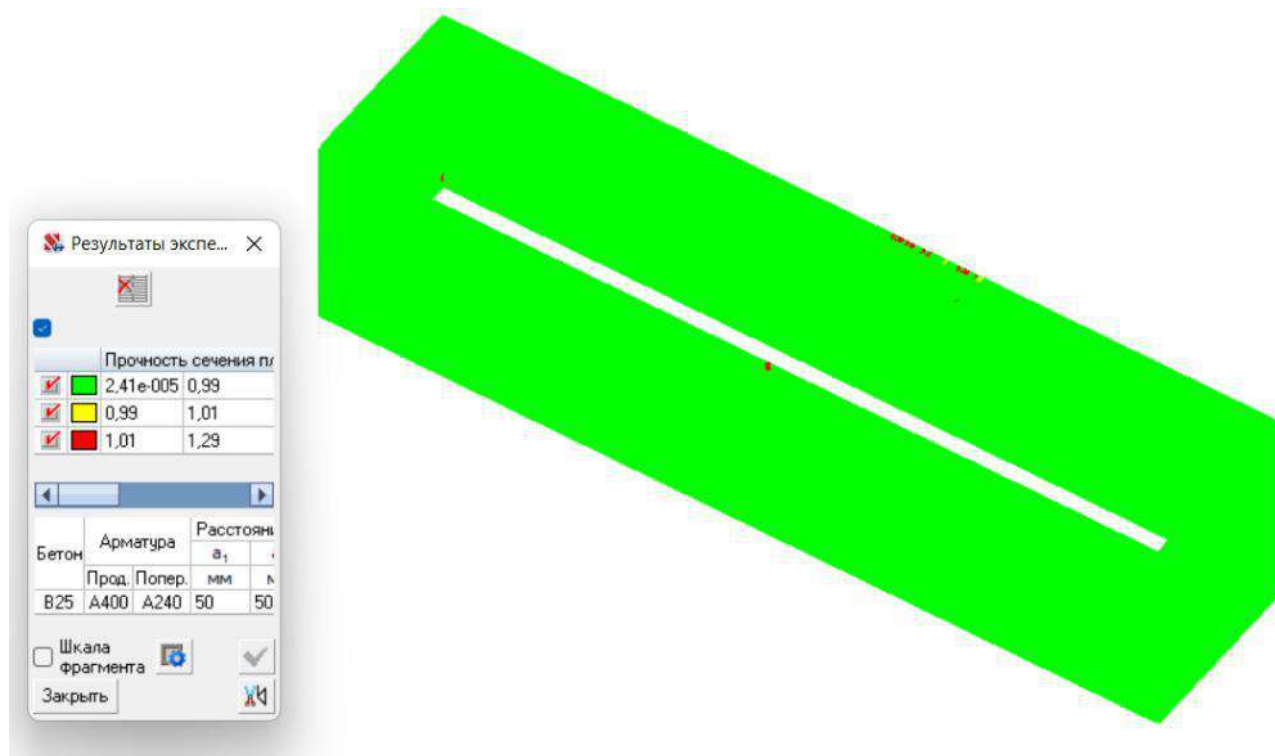


Рисунок 9 Мозаика коэффициентов использования

Несущая способность внешних стен обеспечена. Отдельные единичные превышения несущей способности объясняются особенностями моделирования.

6.3 Проверка принятого армирования внутренних стен толщиной 900мм

Класс бетона стен – В25, класс прочности арматуры – А400. Армирование предусмотрено отдельными стержнями диаметром 25мм с шагом 200мм.

Мозаика коэффициентов использования сечения приведена ниже.

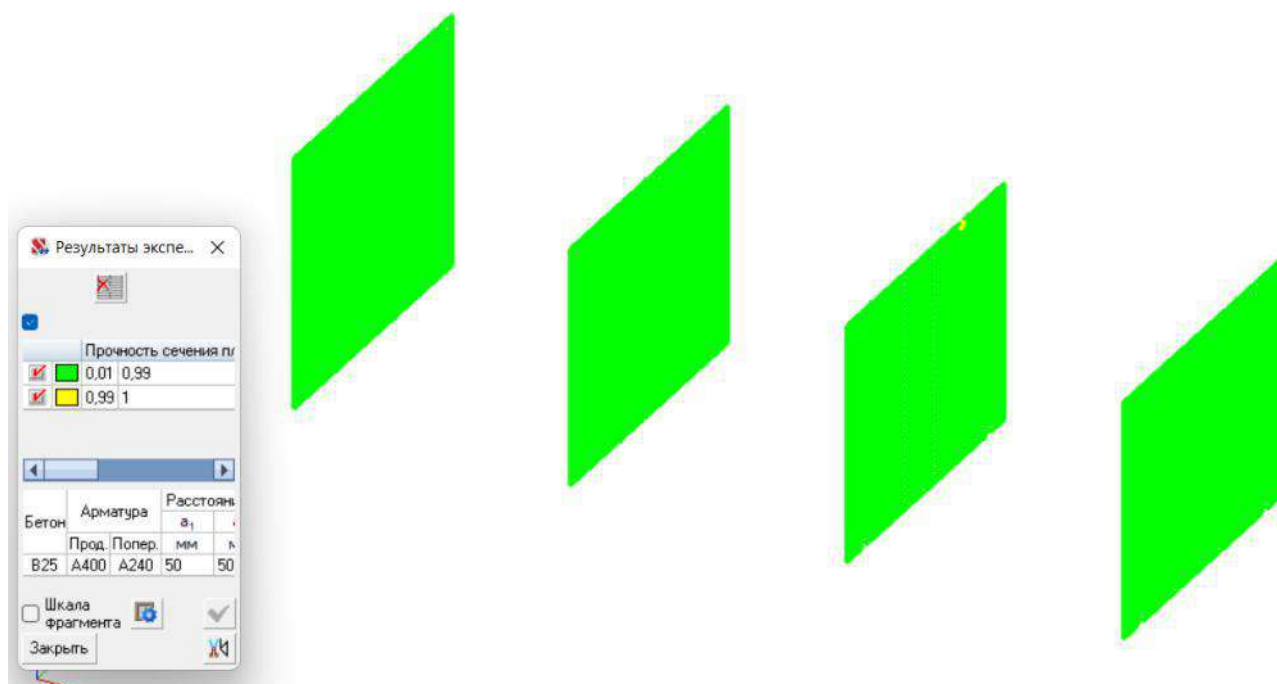


Рисунок 10 Мозаика коэффициентов использования

Несущая способность вренних стен обеспечена.

6.4 Проверка принятого армирования стен распределительного лотка 300мм

Класс бетона стен – В25, класс прочности арматуры – А400. Армирование предусмотрено отдельными стержнями диаметром 12мм и 16мм с шагом 200мм.

Результаты подбора требуемого армирования ниже (X – вертикальная ось, Y-горизонтальная ось).

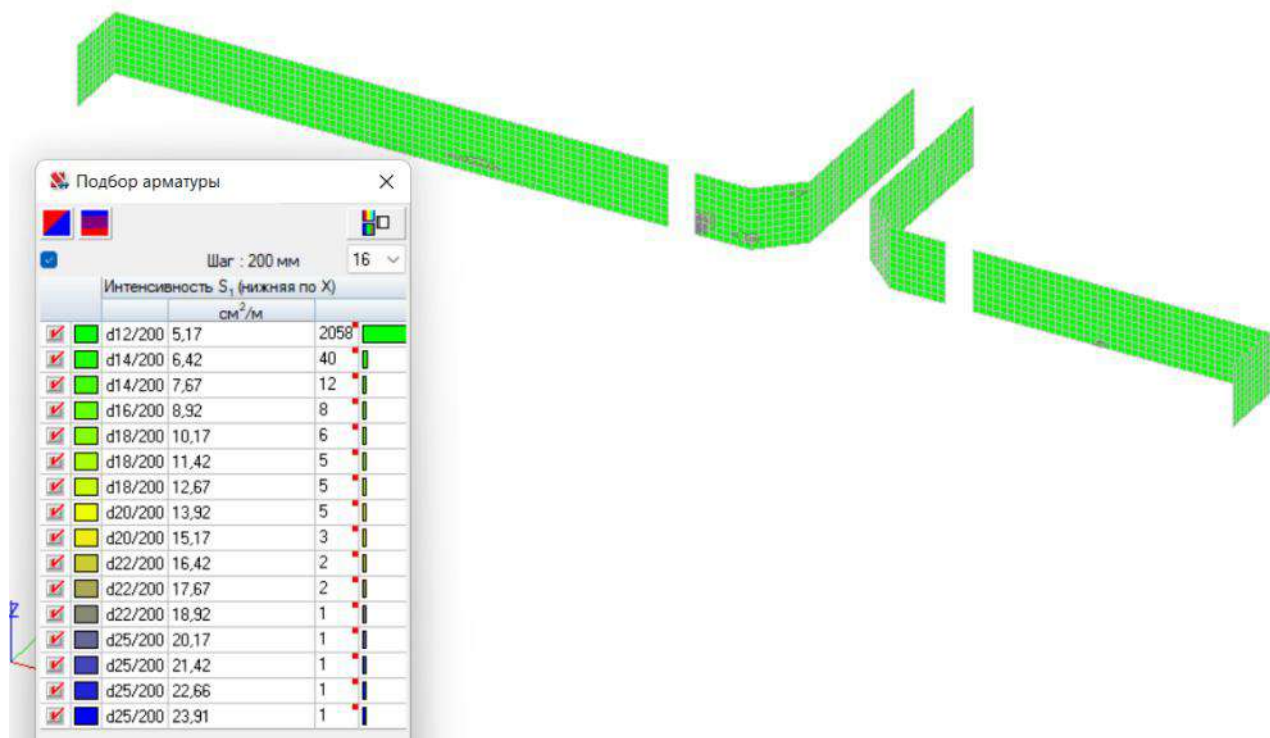


Рисунок 11 Армирование нижней зоны по оси X

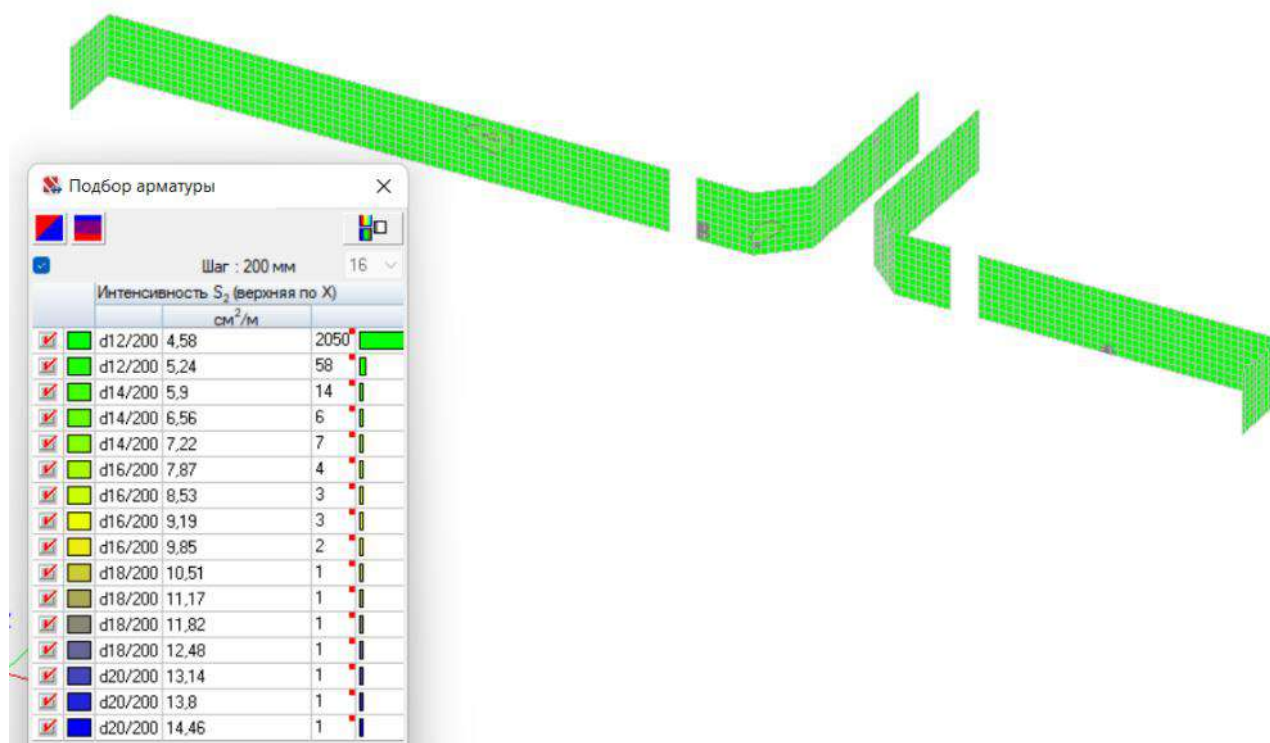


Рисунок 12 Армирование верхней зоны по оси X

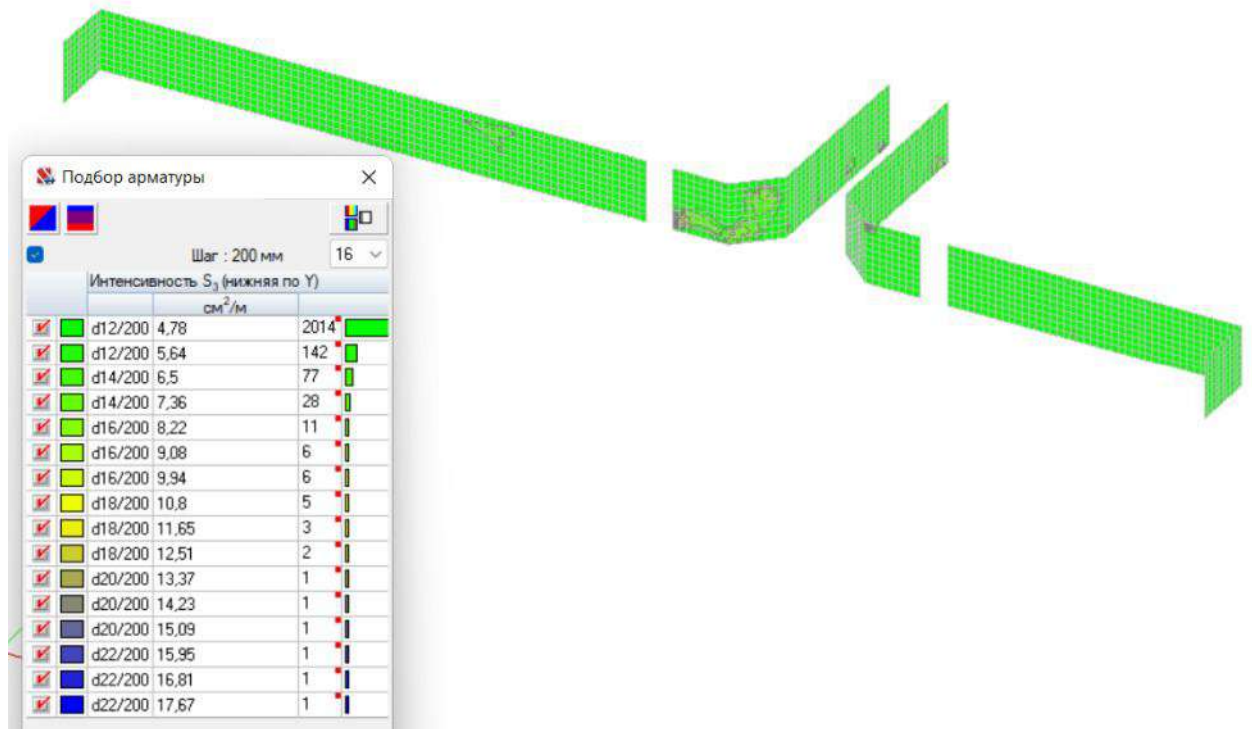


Рисунок 13 Армирование нижней зоны по оси Y

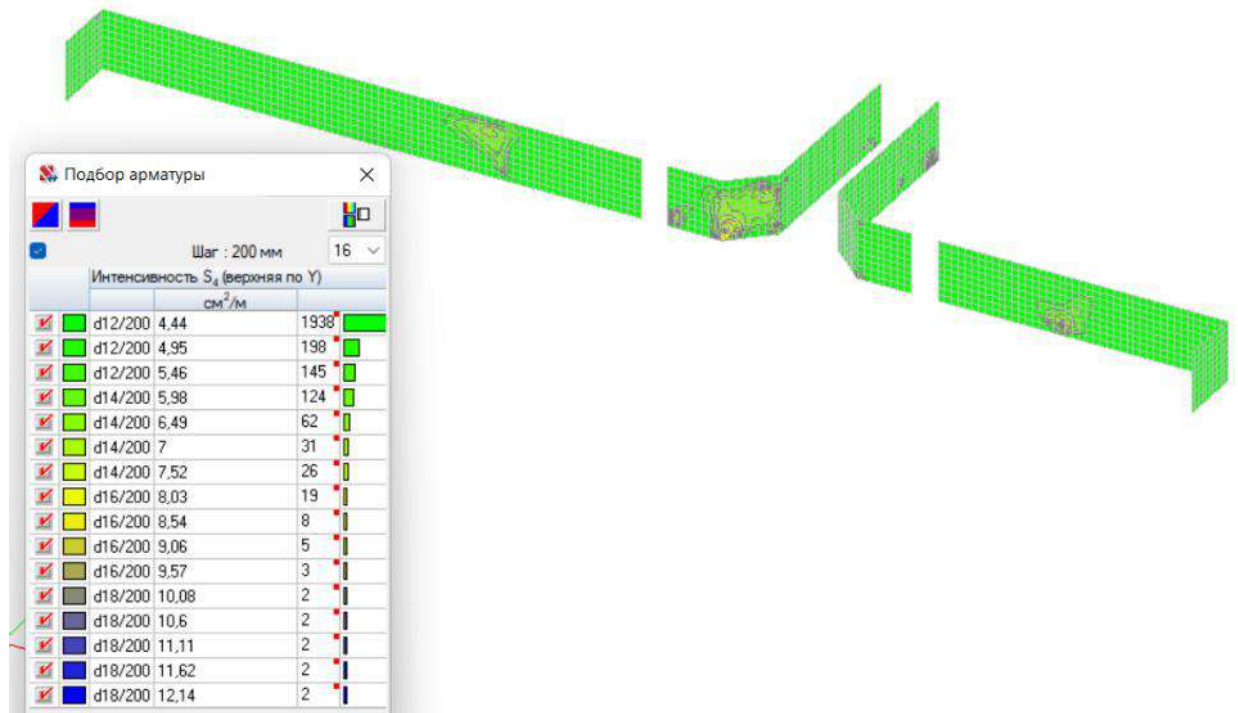


Рисунок 14 Армирование верхней зоны по оси Y

По результатам подбора армирования в программном комплексе SCAD можно сделать следующие выводы:

1. Минимально допускаемая интенсивность армирования нижней и верхней зоны по направлению оси X составляет $\emptyset 16A400$ с шагом 200 мм на участке м/о 6-7 и $\emptyset 12A400$ с шагом 200 мм в рядовой зоне, что не превышает принятого в документации армирования.

2. Минимально допускаемая интенсивность армирования нижней и верхней зоны по направлению оси Y составляет $\emptyset 16A400$ с шагом 200 мм на участке м/о 6-7 и $\emptyset 12A400$ с шагом 200 мм в рядовой зоне, что не превышает принятого в документации армирования.

6.5 Проверка принятого армирования перекрытия распределительного лотка 300мм

Класс бетона перекрытия – В25, класс прочности арматуры – А400. Армирование предусмотрено отдельными стержнями диаметром 12мм с шагом 200мм.

Результаты подбора требуемого армирования ниже (X – продольная ось ориентированная вдоль буквенных осей сооружения, Y- продольная ось ориентированная вдоль цифровых осей сооружения).

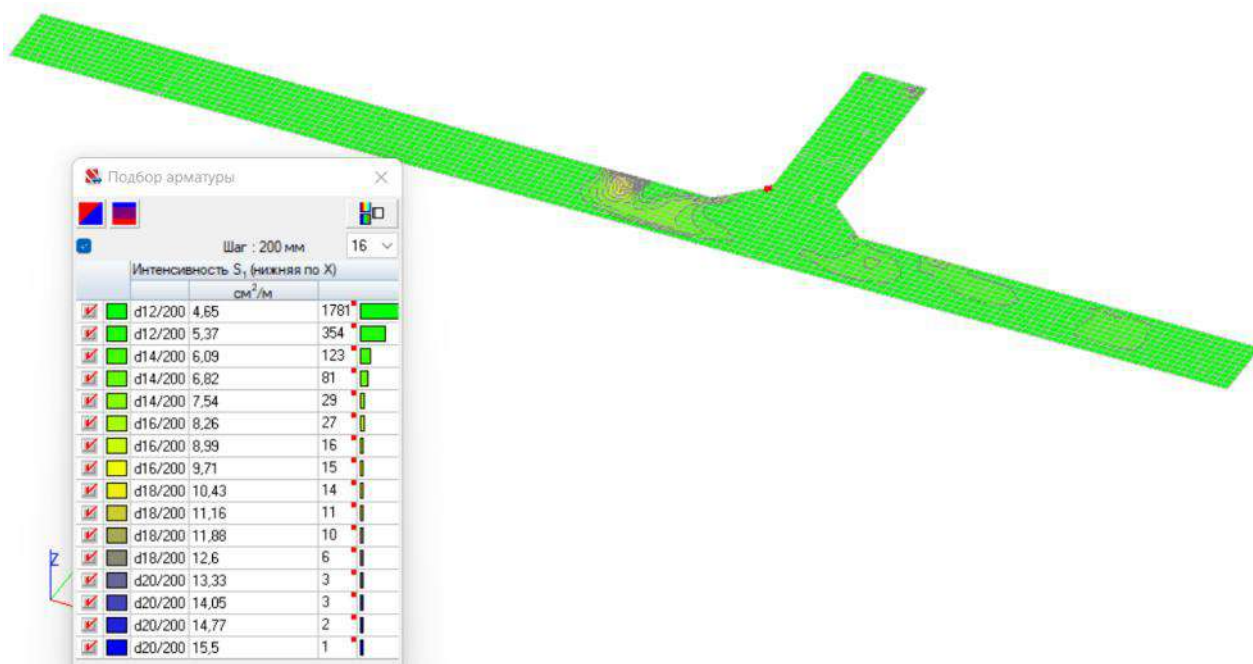


Рисунок 15 Армирование нижней зоны по оси X

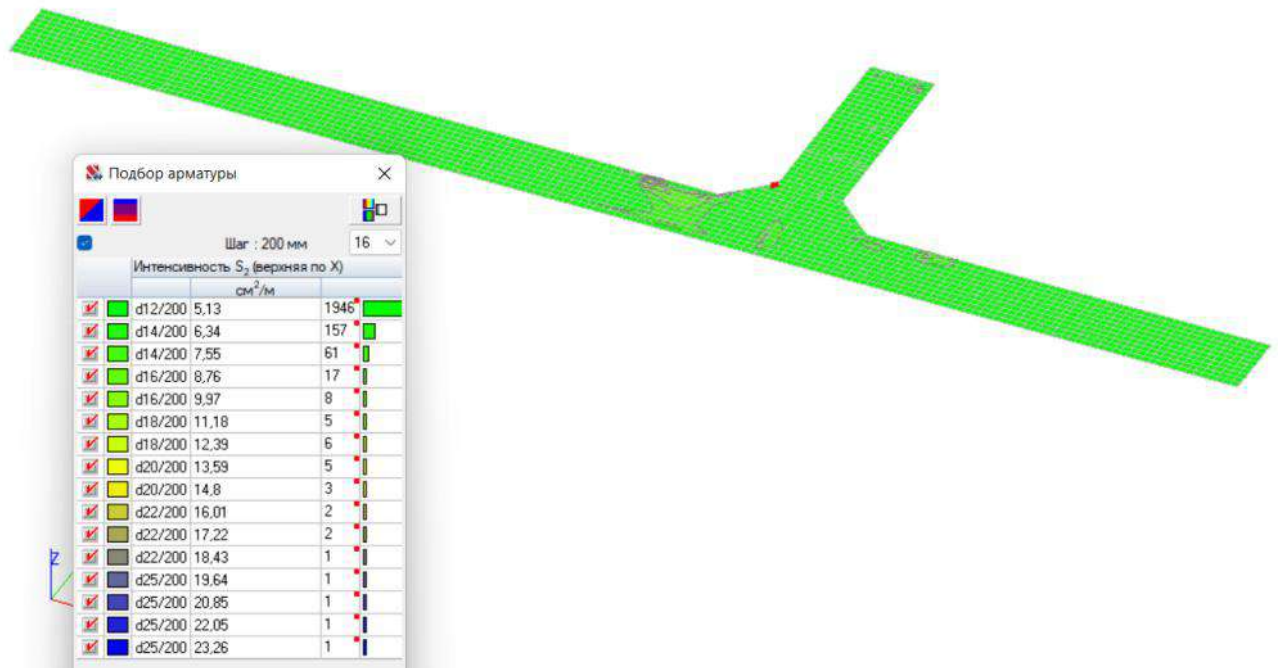


Рисунок 16 Армирование верхней зоны по оси X

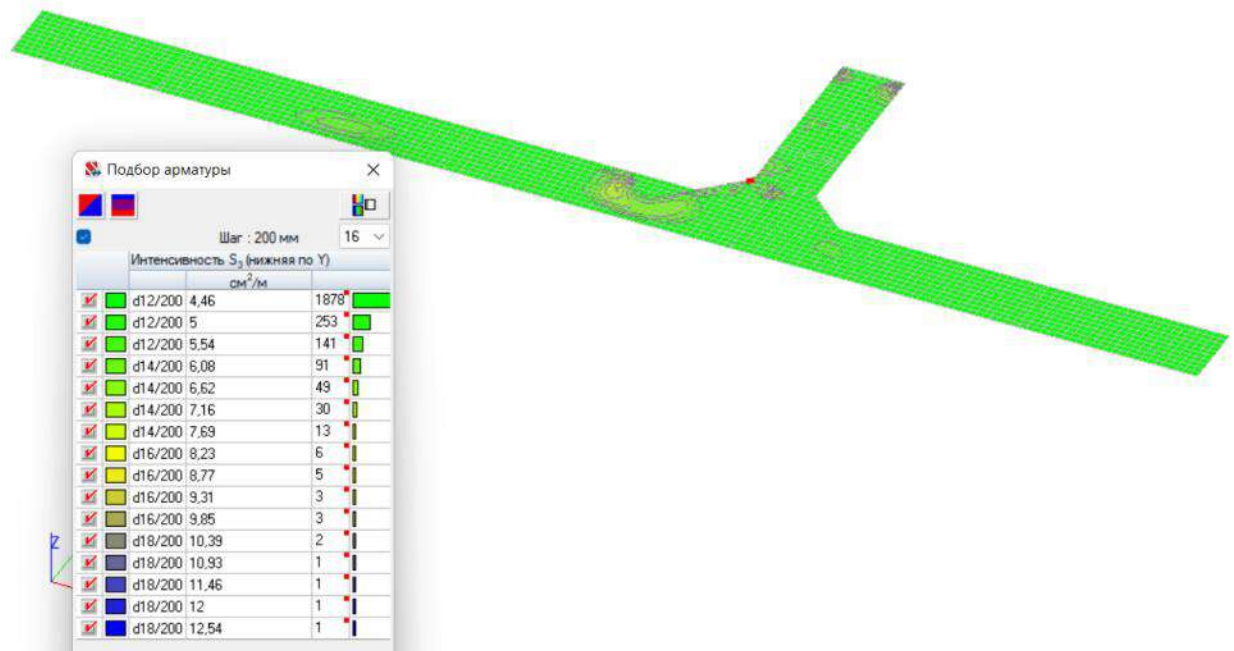


Рисунок 17 Армирование нижней зоны по оси Y

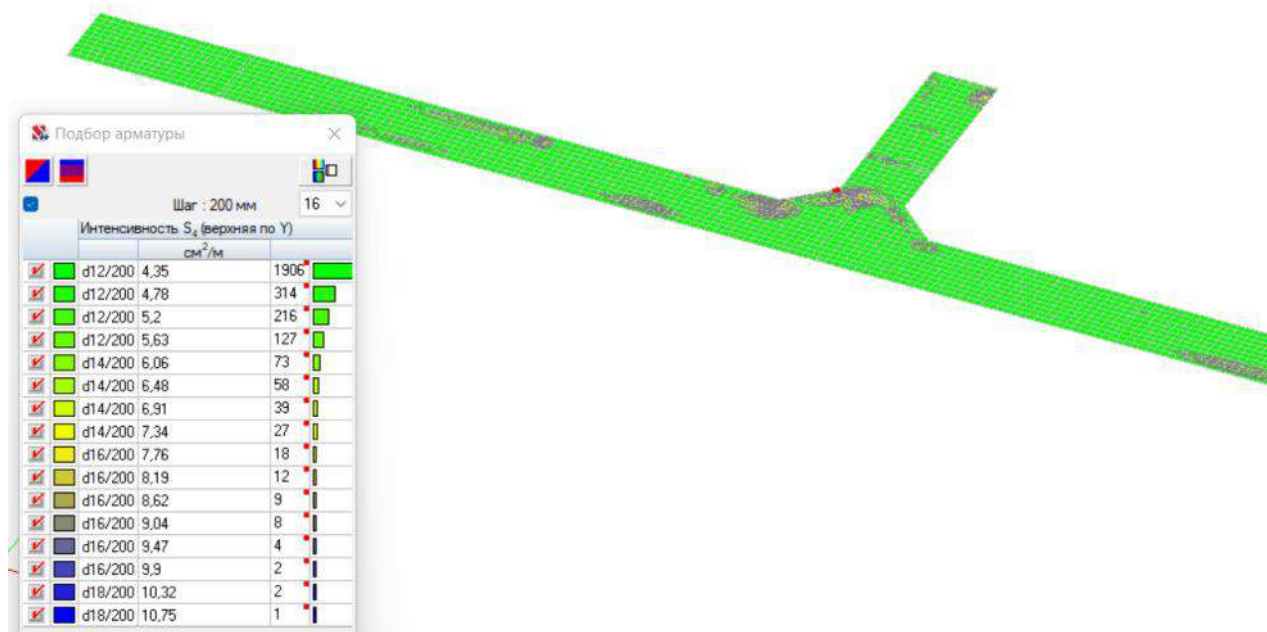


Рисунок 18 Армирование верхней зоны по оси Y

По результатам подбора армирования в программном комплексе SCAD можно сделать следующие выводы:

1. Минимально допускаемая интенсивность армирования нижней и верхней зоны по направлению оси X составляет $\emptyset 16A400$ с шагом 200 мм на участке м/о 6-7 и $\emptyset 12A400$ с шагом 200 мм в рядовой зоне, что не превышает принятого в документации армирования.

2. Минимально допускаемая интенсивность армирования нижней и верхней зоны по направлению оси Y составляет $\emptyset 16A400$ с шагом 200 мм на участке м/о 6-7 и $\emptyset 12A400$ с шагом 200 мм в рядовой зоне, что не превышает принятого в документации армирования.

6.6 Проверка принятого армирования перекрытия на отм. +14,500 толщиной 300мм

Класс бетона перекрытия – В25, класс прочности арматуры – А400. Армирование предусмотрено отдельными стержнями диаметром 12мм (16мм) с шагом 200мм.

Результаты подбора требуемого армирования ниже (X – продольная ось ориентированная вдоль буквенных осей сооружения, Y- продольная ось ориентированная вдоль цифровых осей сооружения).

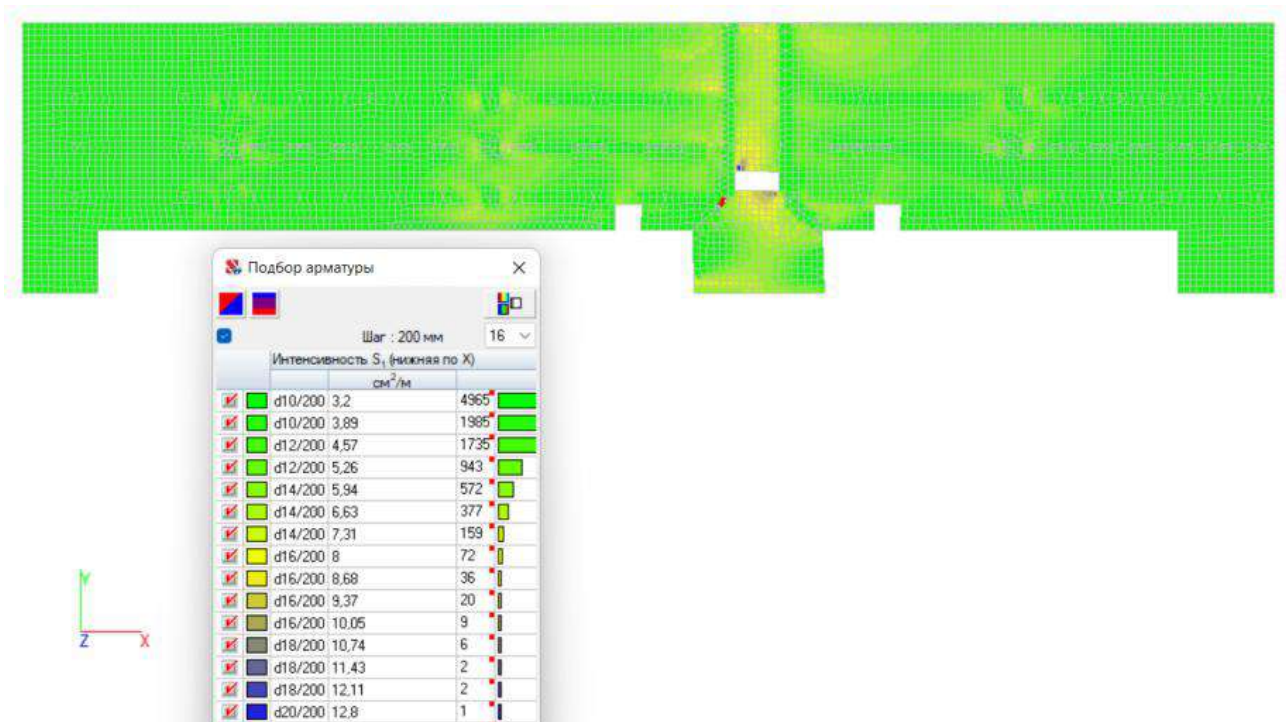


Рисунок 19 Армирование нижней зоны по оси X

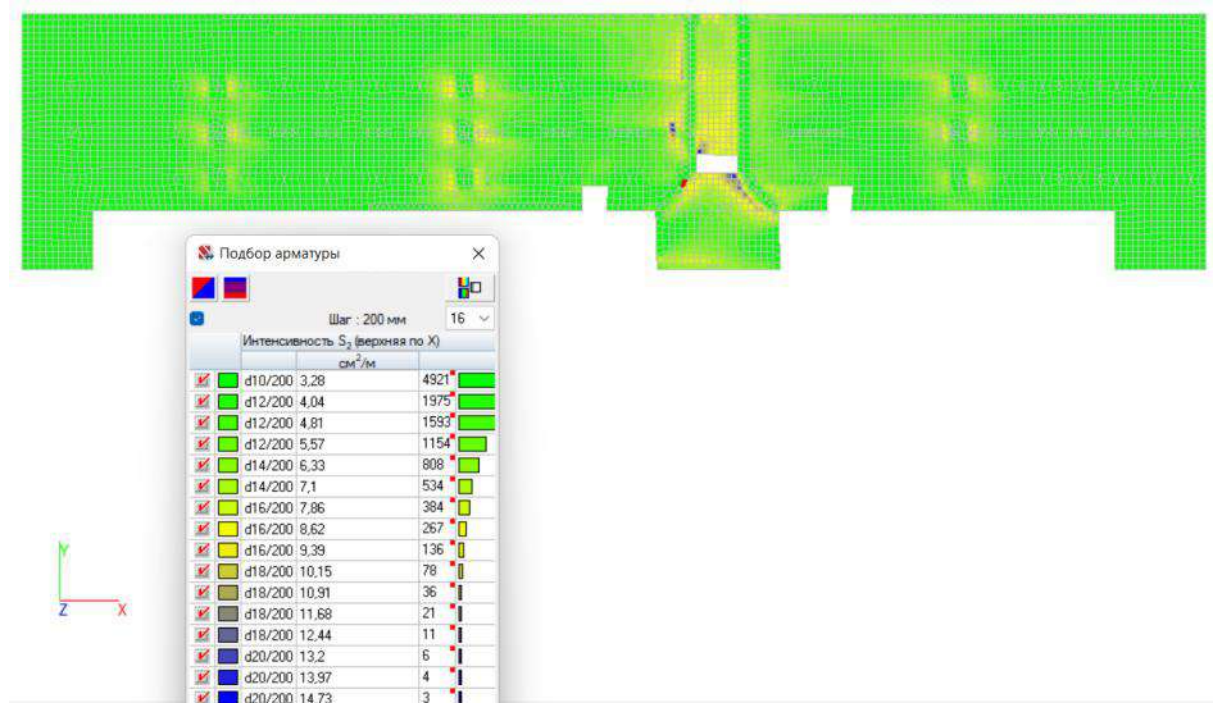


Рисунок 20 Армирование верхней зоны по оси X

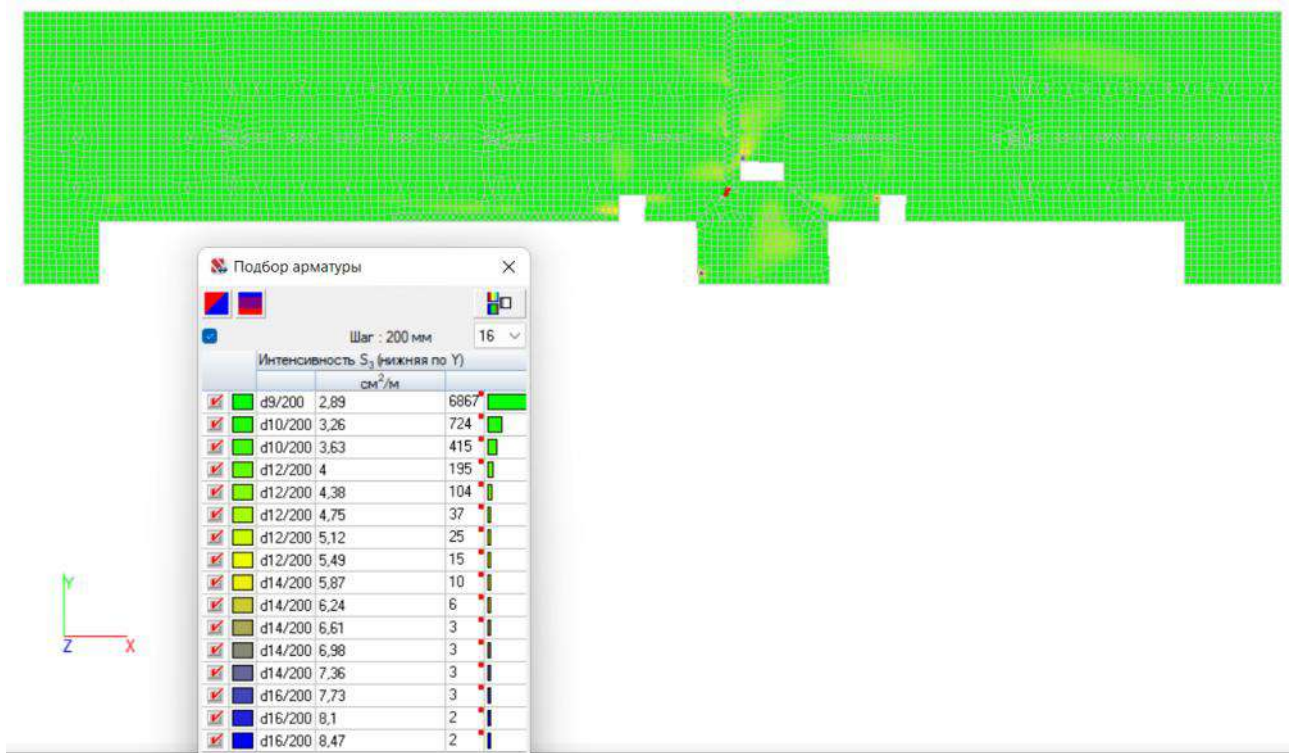


Рисунок 21 Армирование нижней зоны по оси Y

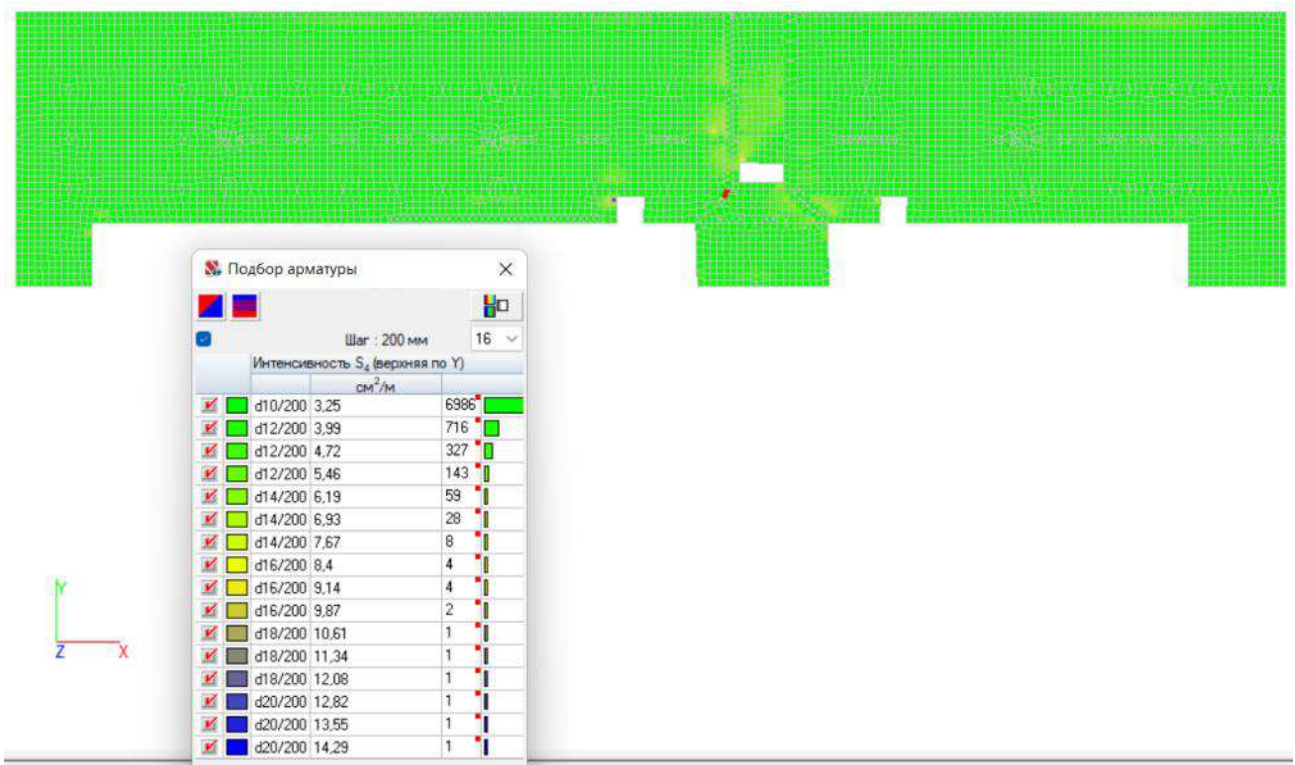


Рисунок 22 Армирование верхней зоны по оси Y

По результатам подбора армирования в программном комплексе SCAD можно сделать следующие выводы:

1. Минимально допускаемая интенсивность армирования нижней и верхней зоны по направлению оси X составляет $\emptyset 12A400$ с шагом 100 мм на участке м/о 7-8 и $\emptyset 12A400$ с шагом 200 мм в рядовой зоне, что не превышает принятого в документации армирования.

2. Минимально допускаемая интенсивность армирования нижней и верхней зоны по направлению оси Y составляет $\emptyset 12A400$ с шагом 100 мм на участке м/о 7-8 и $\emptyset 12A400$ с шагом 200 мм в рядовой зоне, что не превышает принятого в документации армирования.

6.7 Проверка принятого армирования колонн

Колонны предусмотрены прямоугольного сечения 600x900мм.

Класс бетона – В25, класс прочности арматуры – А400. Армирование предусмотрено отдельными стержнями диаметром 16мм.

Мозаика коэффициентов использования сечения приведена ниже.

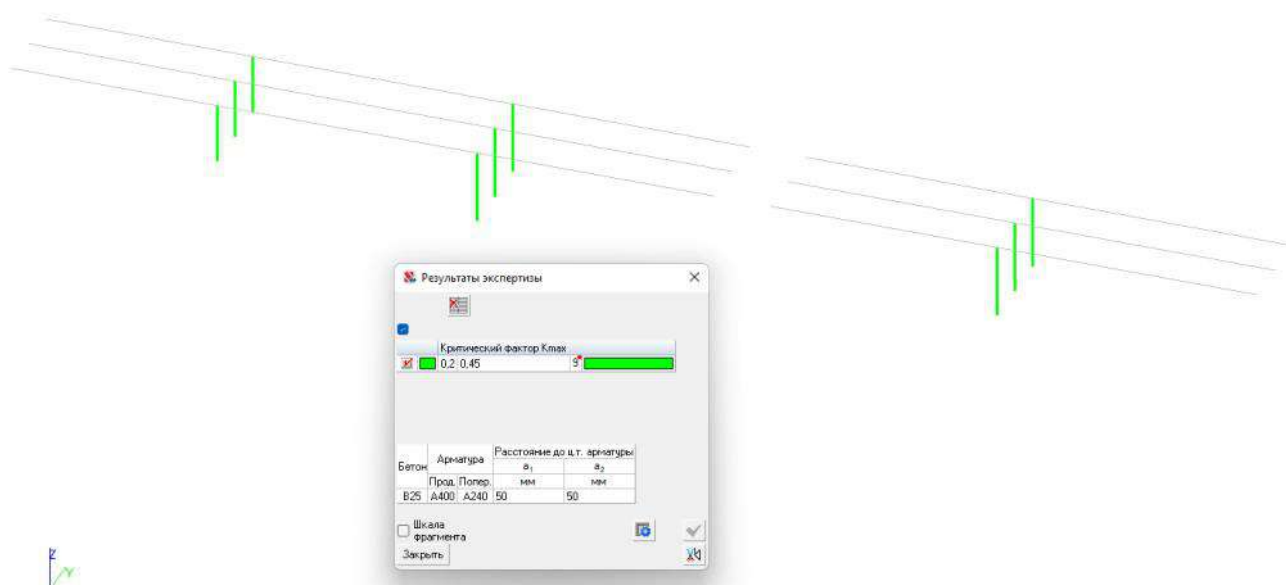


Рисунок 23 Мозаика коэффициентов использования

Несущая способность колонн обеспечена.

6.8 Проверка принятого армирования балок перекрытия

Балки перекрытия предусмотрены прямоугольного сечения 500x1200мм. Класс бетона – В25, класс прочности арматуры – А400. Армирование предусмотрено отдельными стержнями диаметром 20, 25 и 32мм.

Мозаика требуемого армирования сечения балок приведена ниже.

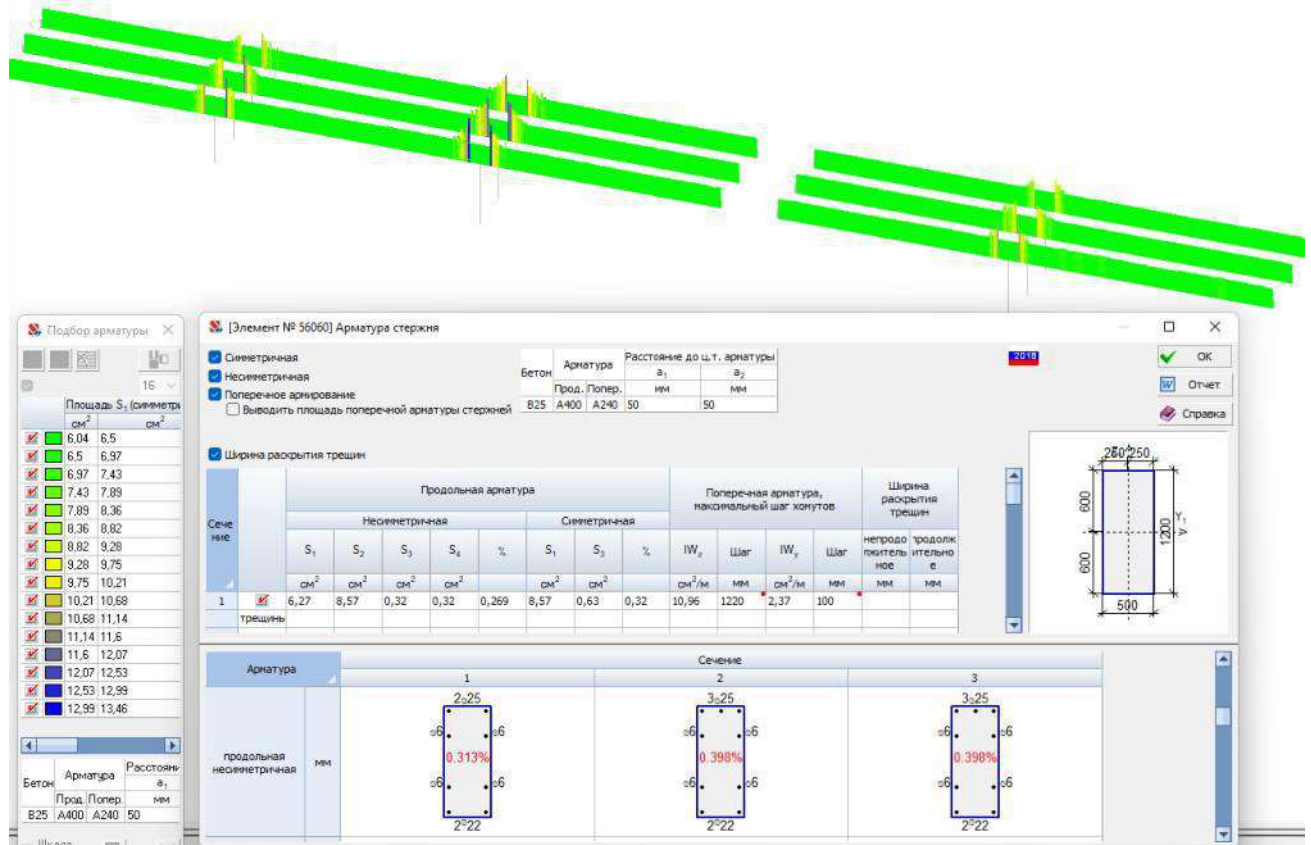


Рисунок 24 Мозаика требуемого армирования

Требуемое армирование не превышает предусмотренного документацией

Несущая способность балок обеспечена.

7 Проверка основания по деформациям

Огибающая напряжений под подошвой фундаментной плиты по результатам РСУ представлено ниже.

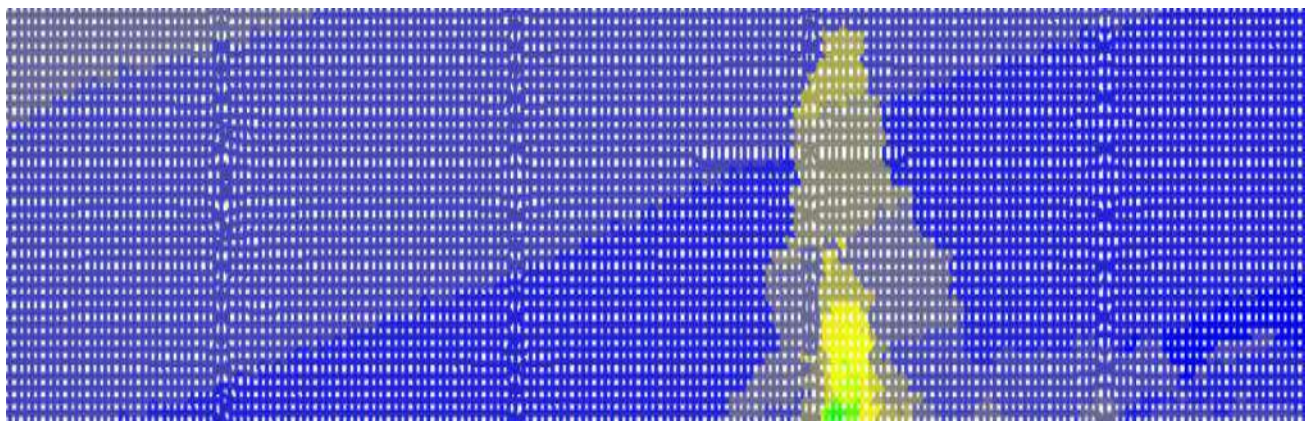


Рисунок 25 Напряжения R_z , тс/м² под подошвой фундамента

В соответствии с данными отчета по инженерно-геологическим изысканиям «ПНС-2 и прилегающие сооружения (аварийные емкости №1, №2, насосная станция пожаротушения, пожарные резервуары, ёмкость бытовых стоков, ЛОС в составе (КОС), резервуар накопитель дождевых стоков в составе КОС)», выполненного ООО «СевИнжГео» в 2022 году, подошва фундамента лежит на ИГЭ 5.

Принимаем следующие величины для подсчета расчетного сопротивления:

- Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента – $\gamma_{II}=18$ кН/м³;
- Расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента – $\gamma_{II}=19$ кН /м³;
- Коэффициенты условий работы: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$, коэффициент $k=1,0$ - характеристики грунтов определены испытаниями;

M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 5.5 СП 22.13330.2011;

Ширина подошвы фундамента $b=12$ м; коэффициент $k_z=0,87$ – при ширине подошвы фундамента более 10 м; расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента $c_{II}=22$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 30^\circ$; глубина заложения фундамента от уровня планировки $d_1= 3,5$ м.

Расчетное сопротивление грунта основания – $R=957$ кПа.

Краевое давление вдоль наиболее нагруженной грани фундамента (со стороны распространения ИГЭ5)

$$p = 319 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 957 = 1150 \text{ кПа.}$$

Распределение максимальных осадок основания по данным РСУ приведено ниже.

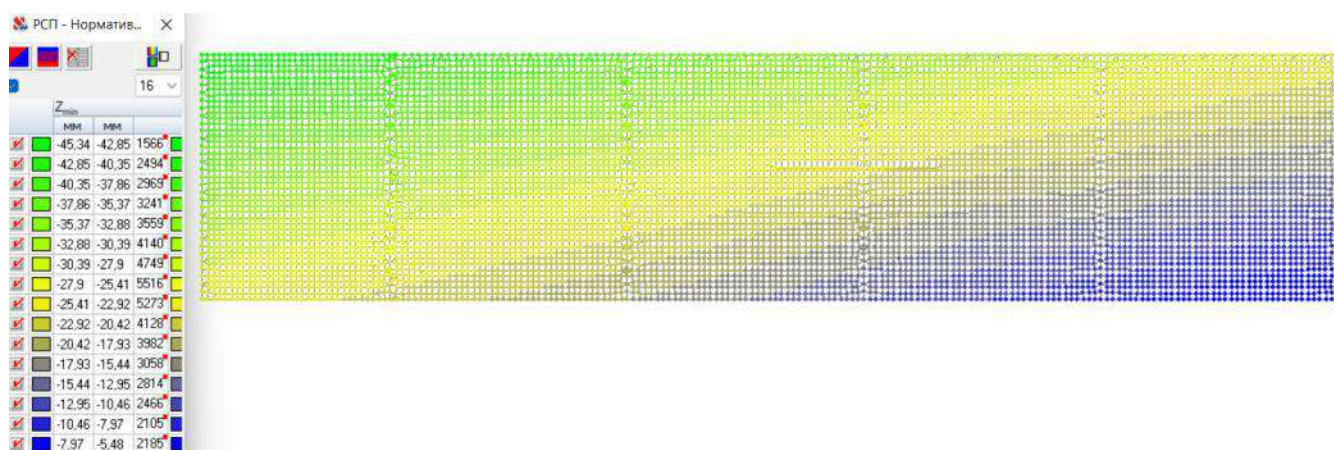


Рисунок 26 Перемищения по оси z, мм

Средняя осадка основания фундамента составляет 20,0 мм, что не превышает предельного значения средней осадки основания $\bar{S} = 200$ мм (Приложение Д СП 22.13330.2016).

Крен фундамента вдоль буквенных осей:

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{45,3 - 5,4}{57500} = 0,0006 < 0,004$$

Крен фундамента вдоль буквенных осей:

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{45,3 - 25,4}{12400} = 0,002 < 0,004$$

Условие выполнено.

8 Заключительная часть



По результатам выполненных расчетов можно сделать следующие выводы:

- несущая способность фундаментной плиты обеспечена;
- несущая способность наружных стен обеспечена;
- несущая способность внутренних стен обеспечена;
- несущая способность стен распределительного лотка обеспечена);
- несущая способность перекрытия распределительного лотка обеспечена;
- несущая способность перекрытия на отм. +14,500 обеспечена;
- несущая способность колонн обеспечена;
- несущая способность балок перекрытия обеспечена.

Таблица регистрации изменений

Таблица регистрации изменений								
Изм.	Номера листов (страниц)				Всего листов (страниц) в док.	Номер док.	Подп.	Дата
	измененных	замененных	новых	аннулированных				

Список исполнителей

Должность	Ф.И.О.	Подпись	Дата
Ведущий инженер, ответственный исполнитель проверочных расчетов	Е.А. Михайлов		
Главный специалист, ответственный за проверку проверочных расчетов	М.Ю. Кораблев		
Нормоконтролер	А.А. Смирнов		04.04.22

Содержание

1	Основные положения расчетов.....	3
2	Исходные данные для проведения проверочного расчета	5
3	Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции	6
4	Особенности расчетной схемы	10
5	Расчетные сочетания усилий	12
6	Расчеты несущей способности профилированного настила.....	15
6.1	Исходные данные расчета	15
6.2	Проверка несущей способности профилированного настила	15
7	Проверка несущей способности колонн	18
8	Проверка несущей способности ригелей	21
9	Проверка несущей способности элементов надстройки	24
10	Расчет фундамента.....	29
10.1	Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента и проверка давлений на грунт основания по ШГПС.....	29
10.2	Оценка осадок и крена фундамента	30
10.3	Проверка несущей способности фундамента.....	32
11	Расчет на прогрессирующее обрушение.....	33
11.1	Исходные данные для расчетов на прогрессирующее обрушение	33
11.2	Расчет элементов шандорного колодца на устойчивость к прогрессирующему обрушению при отказе одной из колонн	34
12	Заключительная часть.....	37
	Таблица регистрации изменений.....	38

1 Основные положения расчетов

Расчёты конструкций шандорного колодца выполнены в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81*. Стальные конструкции», СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия», СП 38.13330.2018 «СНиП 2.06.04-82* «Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)» и СП 58.13330.2012 «СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения. Основные положения».

Конструктивная схема сооружения – рамный каркас. Каркас состоит из стоек и ригелей, выполненных из круглых труб. Узлы сопряжения стоек с ригелями жесткие. Узлы опирания стоек на фундаменты – жесткие.

Устойчивость и геометрическая неизменяемость сооружения в продольном и поперечном направлениях обеспечивается жесткими узлами сопряжения стоек с ригелями и жесткими узлами опирания стоек на фундаменты.

Конструктивная схема надстройки – рамно-связевый каркас. Каркас состоит из двух рам, состоящих из колонн и балок покрытия, объединенных связями и прогонами покрытия. Узлы сопряжения балок покрытия с колоннами приняты жесткими, прочие узлы сопряжения элементов – шарнирные.

Пространственная жесткость и устойчивость надстройки в поперечном направлении обеспечивается жесткими узлами сопряжения ригелей с колоннами, в продольном направлении – системами связей по колоннам и покрытию.

Несущие конструкции сооружения воспринимают следующие нагрузки:

- собственный вес конструкций;
- вес снегового покрова;
- крановые нагрузки;
- технологические нагрузки;
- ледовые нагрузки;
- ветровые нагрузки.

Сечения конструкций и схемы их расположения приняты по данным приведенным в проектной документации шифр 5102-19025-П-01-КР-053.09.01-КМ.

Материалы конструкций в расчётах приняты по проектным данным (шифр 5102-19025-П-01-КР-053.09.01-КМ):

- сталь С355 по ГОСТ 27772-2015. В соответствии ГОСТ 27772-2015 минимальный предел текучести для листовой стали данной марки составляет 355 Н/мм^2 (при толщине элемента от 8 до 16 мм). Коэффициент надёжности по материалу принят $\gamma_m=1,025$;
- сталь С245 по ГОСТ 27772-2015. В соответствии ГОСТ 27772-2015 минимальный предел текучести для листовой стали данной марки составляет 235 Н/мм^2 (при толщине элемента от 4 до 30 мм), для фасонного проката 245 Н/мм^2 (при толщине элемента от 4 до 20 мм). Коэффициент надёжности по материалу принят $\gamma_m=1,025$;

Шандорный колодец относится к категории сооружений повышенного уровня ответственности, коэффициент надёжности по ответственности принят $\gamma_n=1,25$.

Статический расчет производился с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР 2021, предназначенного для численного исследования на ЭВМ напряженно-деформированного состояния и устойчивости конструкций.

2 Исходные данные для проведения проверочного расчета

Снеговой район – V с нормативным значением веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли 2,5 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

По значению ветрового давления территория относится к II району с нормативным значением 0,3 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

3 Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции

Таблица 1 Интенсивность постоянных нагрузок

Наименование	Нормативное значение нагрузки, кН/м ²	Коэф. надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки, кН/м ²
Постоянная нагрузка от собственного веса покрытия надстройки			
Профилированный настил Н57-750-0,6	0,074	1,05	0,078
ИТОГО:	0,074		0,078
Постоянная нагрузка от собственного веса настила технологической площадки			
Круглые стержни $\varnothing 16$ мм, установленные с шагом 50 мм	0,31	1,05	0,326
ИТОГО:	0,31		0,326

Собственный вес несущих металлических конструкций учитывается автоматически с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,05$.

Собственный вес одного шандорного кольца составляет 28 кН, высота кольца - 0,4 м. Величина нагрузки на 1 п.м. стойки - $28/(0,4 \times 4) = 17,5$ кН/м. ОпираНИЕ колец выполнено с эксцентриситетом, величиной 0,5 м. Величина равномерно-распределенного по длине стойки изгибающего момента составляет $17,5 \times 0,5 = 8,75$ кН \times м/м. Коэффициент надежности по нагрузке принимается 1,1.

Для увеличения массы конструкций, находящихся под водой, стойки заполнены бетоном. Нормативная нагрузка от заполнения принимается равной 7,1 кН/м². Коэффициент надежности по нагрузке принимается 1,1.

Нормативные значения выталкивающей силы, действующей на конструкции, находящиеся в воде и в отложениях хвостов приведены в таблице далее. Коэффициент надежности по нагрузке принят 1,0.

Таблица 2 Значения выталкивающей силы, действующей на конструкции, находящиеся в воде и в отложениях хвостов

	Конструкции, находящиеся в воде ($\rho=10 \text{ кН/м}^3$)	Конструкции, находящиеся в отложениях хвостов ($\rho=12,3 \text{ кН/м}^3$)
Нагрузка на 1 м.п. стойки	3,12 кН/м	3,83 кН/м
Нагрузка на 1 м.п. ригеля	0,83 кН/м	1,02 кН/м

Таблица 3 Этапы эксплуатации сооружения, рассмотренные в расчете:

Наименование этапа	Варианты загрузений выталкивающей силой воды и отложений хвостов	Варианты загрузений от шандорных колец	Расчетная величина нагрузки от веса воды и хвостов на поверхность фундамента, кН/м^2
1-й этап (начало эксплуатации)	Выталкивающая сила отсутствует	Между отметками +285,000 и +316,800	0
2-й этап	Выталкивающая сила воды – между отметками +291,000 и +296,000; Выталкивающая сила отложений хвостов – между отметками +284,000 и +291,000;	Между отметками +296,000 и +316,800	$5 \times 10 + 7 \times 12,3 = 136,1$
3-й этап	Выталкивающая сила воды – между отметками +301,000 и +306,000; Выталкивающая сила отложений хвостов – между отметками +284,000 и +301,000;	Между отметками +306,000 и +316,800	$5 \times 10 + 17 \times 12,3 = 259,1$
4-й этап (окончание эксплуатации)	Выталкивающая сила воды – между отметками +311,000 и +316,000; Выталкивающая сила отложений хвостов – между отметками +284,000 и 311,000;	Кольца отсутствуют	$5 \times 10 + 27 \times 12,3 = 382,1$

Волновые и ледовые нагрузки приняты в соответствии со строительным заданием. Коэффициент надежности для ледовых нагрузок принят 1,1, для волновых нагрузок -1,0. Подробнее см. таблицу далее.

Таблица 4 Нормативные значения волновых и ледовых нагрузок

Нагрузка	Ед. изм.	Возведение на всю высоту		Возведение с разбивкой на 3 этапа				Примечание
		начало эксплуатации	конец эксплуатации	этап I	этап II	этап III	конец эксплуатации	
Волновая нагрузка	т/м	–	3,7	–	3,0	3,0	3,7	горизонтальная сила на метр ширины конструкции (с одной стороны), отметка приложения силы в таблице СП 38.13330.2018
отм. приложения	м	–	315,12	–	295,22	305,22	315,12	
Ледовая нагрузка	т/м	9,0	5,4	9,0	5,4	5,4	5,4	горизонтальная сила на метр ширины конструкции (по всему периметру), приложена на уровне ледяного покрова (воды) СП 38.13330.2018

Расчетное значение равномерной снеговой нагрузки принято 350 кгс/м^2 ($3,5 \text{ кН/м}^2$). Коэффициент сноса снега принимается в соответствии с п.10.7 СП 20.13330.2016 равным $c_e=0,85$.

Кратковременная равномерно-распределенная нагрузка на площадки обслуживания принимается в соответствии с данными, предоставленными Заказчиком. Нормативная величина нагрузки принимается 2 кН/м^2 . Коэффициент надежности по нагрузке принят 1,2.

К конструкциям покрытия надстройки подвешен монорельс, оборудованный электрической талью грузоподъемностью 5 тс ($49,1 \text{ кН}$), коэффициент надежности по нагрузке принят 1,2. Собственный вес тали составляет $7,5 \text{ кН}$, коэффициент надежности по нагрузке принят 1,05.

Нормативное значение ветровой нагрузки определяется как сумма средней и пульсационной составляющих: $w = w_m + w_p$.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки:
 $w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$,

где $w_0 = 0,3 \text{ кПа}$ – нормативное значение ветрового давления для II ветрового района;

c – аэродинамический коэффициент, принимаемый по прил. В СП 20.13330.2016, подробнее см. таблицу далее.

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления (тип местности А), подробнее см. таблицу далее.

Пульсационная составляющая определяется средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021.

Определение аэродинамических коэффициентов для решетчатой конструкции колодца																		
Наименование элемента	d, м	l, м	b/h	w ₀ , кПа	z ₀ , м	k(z ₀)	γ _f	Re	Re>4×10 ⁵ ?	A ₀ , см ²	A ₀ , см ²	Δ, мм	δ=Δ/d	c _d	φ	η	c _f при действии ветра на грани	c _f при действии ветра на диагональ
Стойки первого ряда (1-й этап)	0,63	65,5	1,00	0,3	37,1	1,464	1,4	4,35E+04	нет	41,265	115,6	2	3,17E-03	1,2	0,47	0,37	0,77	0,92
Ригель первого ряда (1-й этап)	0,325	38,6	1,00	0,3	37,1	1,464	1,4	2,24E+04	нет	12,545		2	6,15E-03	1,2				
Стойки первого ряда (2-й этап)	0,63	41,5	1,00	0,3	25,1	1,314	1,4	4,12E+04	нет	26,145	73,2	2	3,17E-03	1,2	0,47	0,37	0,77	0,92
Ригель первого ряда (2-й этап)	0,325	25	1,00	0,3	25,1	1,314	1,4	2,12E+04	нет	8,125		2	6,15E-03	1,2				
Стойки первого ряда (3-й этап)	0,63	21,6	1,00	0,3	15,1	1,128	1,4	3,82E+04	нет	13,608	38,1	2	3,17E-03	1,2	0,47	0,37	0,78	0,93
Ригель первого ряда (3-й этап)	0,325	13,6	1,00	0,3	15,1	1,128	1,4	1,97E+04	нет	4,42		2	6,15E-03	1,2				
Определение аэродинамических коэффициентов для колец колодца																		
Наименование элемента	d, м	l, м	l/d	w ₀ , кПа	z ₀ , м	k(z ₀)	γ _f	Re	Re>4×10 ⁵ ?	A ₀ , см ²	A ₀ , см ²	Δ, мм	δ=Δ/d	c _d	λ _c	φ	K _λ	c _f
Кольца (1-й этап)	2,6	32,75	12,60	0,3	37,1	1,464	1,4	1,79E+05	нет	85,15		1	3,85E-04	0,65	25,19	1	0,8	0,52
Кольца (2-й этап)	2,6	20,75	7,98	0,3	25,1	1,314	1,4	1,70E+05	нет	53,95		1	3,85E-04	0,7	15,96	1	0,74	0,518
Кольца (3-й этап)	2,6	10,8	4,15	0,3	15,1	1,128	1,4	1,57E+05	нет	28,08		1	3,85E-04	0,8	8,31	1	0,69	0,552
Определение аэродинамических коэффициентов для конструкций надстройки																		
Наименование элемента	b, м	l, м	b/h	w ₀ , кПа	z ₀ , м	k(z ₀)	γ _f	A ₀ , см ²	A ₀ , см ²	c _d	φ	η	c _f при действии ветра на грани	c _f при действии ветра на диагональ				
															A ₀ , см ²	A ₀ , см ²	c _d	λ _c
Колонны (вдоль X)	0,15	7,6		0,3	37,1	1,464	1,4	1,14										
Прогоны (вдоль X)	0,16	3,5		0,3	37,1	1,464	1,4	0,56										
Балки площадки (вдоль X)	0,2	3	1	0,3	37,1	1,464	1,4	0,6	10,2	0,37	0,26	0,714	0,63	0,76				
Связь по колоннам (вдоль X)	0,08	4,9		0,3	37,1	1,464	1,4	0,392										
Колонны (вдоль Y)	0,194	7,6		0,3	37,1	1,464	1,4	1,4744										
Балки покрытия (вдоль Y)	0,244	3,1	1	0,3	37,1	1,464	1,4	0,7564	10,2	0,39	0,28	0,684	0,65	0,78				
Балки площадки (вдоль Y)	0,2	3		0,3	37,1	1,464	1,4	0,6										

Таблица 5 Определение аэродинамических коэффициентов

4 Особенности расчетной схемы

Расчет несущей способности основных элементов шандорного колодца произведен с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР 2021.

Расчетная схема сооружения при проверке несущей способности стальных конструкций – пространственная стержневая система.

Основные элементы каркаса сооружения смоделированы стержневыми элементами. Узлы сопряжения стоек с ригелями и балок покрытия надстройки со стойками - жесткие. Узлы опирания стоек на фундаменты – жесткие. Прочие узлы сопряжения элементов – шарнирные. Эксцентриситеты опирания конструкций учтены введением абсолютно жестких тел и жестких вставок.

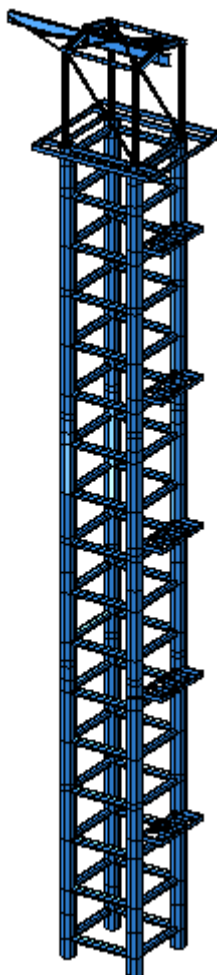


Рисунок 1 - Общий вид расчетной схемы для расчета стальных конструкций

Расчетная схема сооружения при проверке несущей способности фундамента – пространственная пластинчато-стержневая система.

Основные элементы каркаса сооружения смоделированы стержневыми элементами, фундамент – пластинчатыми элементами. Узлы сопряжения стоек с ригелями и балок покрытия надстройки со стойками - жесткие. Узлы опирания стоек на фундаменты – жесткие. Прочие узлы сопряжения элементов – шарнирные. Эксцентриситеты опирания конструкций учтены введением абсолютно жестких тел и жестких вставок. Коэффициенты постели определены средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021 (модуль ЛИРА-ГРУНТ).

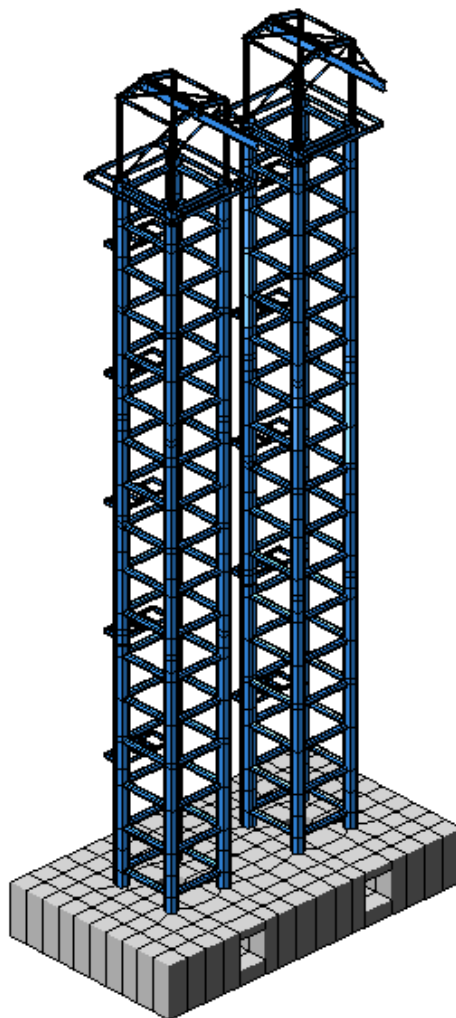


Рисунок 2 - Общий вид расчетной схемы для расчета фундамента

5 Расчетные сочетания усилий

Определение расчетных сочетаний усилий, для проверки несущей способности элементов, выполняется автоматически средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021.

Далее приведены коэффициенты, принятые для определения расчетных сочетаний усилий.

Таблица 6 Коэффициенты сочетания нагрузок, принятые при формировании таблицы РСУ №1

№ загр.	Имя загрузки	Вид	Коэффициенты сочетаний			
			2 основ.	6 сочет.	10 сочет.	14 сочет.
1	СВ МК	Постоянная (П)	1	1	1	1
2	СВ покрытия	Постоянная (П)	1	1	1	1
3	СВ заполнения стоек	Постоянная (П)	1	1	1	1
4	СВ настила площадки	Постоянная (П)	1	1	1	1
5	Выталкивающая сила (2-й этап)	Длительная (Д)	0	1	0	0
6	Выталкивающая сила (3-й этап)	Длительная (Д)	0	0	1	0
7	Выталкивающая сила (конец эксплуатации)	Длительная (Д)	0	0	0	1
8	Нагрузка от колец (начало эксплуатации)	Длительная (Д)	1	0	0	0
9	Нагрузка от колец (2-й этап)	Длительная (Д)	0	1	0	0
10	Нагрузка от колец (3-й этап)	Длительная (Д)	0	0	1	0
11	Снеговая нагрузка	Кратковременная (К)	1	1	1	1
12	Кратковременная на площадку обслуживания	Кратковременная (К)	1	1	1	1
13	Таль (вариант 1)	Кратковременная (К)	1	1	1	1
14	Таль (вариант 2)	Кратковременная (К)	1	1	1	1
15	Таль (вариант 3)	Кратковременная (К)	1	1	1	1
16	Ветер вдоль X (1-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
17	Ветер вдоль Y (1-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
18	Ветер по диагонали 1 (1-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
19	Ветер по диагонали 2 (1-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
20	Ветер вдоль X (2-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
21	Ветер вдоль Y (2-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
22	Ветер по диагонали 1 (2-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
23	Ветер по диагонали 2 (2-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
24	Ветер вдоль X (3-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
25	Ветер вдоль Y (3-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
26	Ветер по диагонали 1 (3-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
27	Ветер по диагонали 2 (3-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
28	Ветер вдоль X (4-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
29	Ветер вдоль Y (4-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)	0	0	0	0
30	Ветер вдоль X (1-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	1	0	0	0
31	Ветер вдоль Y (1-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	1	0	0	0
32	Ветер по диагонали 1 (1-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	1	0	0	0
33	Ветер по диагонали 2 (1-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	1	0	0	0
34	Ветер вдоль X (2-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
35	Ветер вдоль Y (2-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
36	Ветер по диагонали 1 (2-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
37	Ветер по диагонали 2 (2-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
38	Ветер вдоль X 3-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	0	1	0
39	Ветер вдоль Y (3-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	0	1	0

Таблица 6 Коэффициенты сочетания нагрузок, принятые при формировании
таблицы РСУ (Продолжение)

№ загр.	Имя загрузки	Вид	Коэффициенты сочетаний			
			2 основ.	6 сочет.	10 сочет.	14 сочет.
40	Ветер по диагонали 1 (3-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	0	1	0
41	Ветер по диагонали 2 (3-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	0	1	0
42	Ветер вдоль X (4-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	0	0	1
43	Ветер вдоль Y (4-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)	0	0	0	1
44	Ледовая нагрузка (1-й этап)	Кратковременная (К)	1	0	0	0
45	Ледовая нагрузка (2-й этап)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
46	Ледовая нагрузка (3-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	1	0
47	Ледовая нагрузка (4-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	0	1
48	Волновая нагрузка по X (2-й этап)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
49	Волновая нагрузка по Y (2-й этап)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
50	Волновая нагрузка по -X (2-й этап)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
51	Волновая нагрузка по -Y (2-й этап)	Кратковременная (К)	0	1	0	0
52	Волновая нагрузка по X (3-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	1	0
53	Волновая нагрузка по Y (3-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	1	0
54	Волновая нагрузка по -X (3-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	1	0
55	Волновая нагрузка по -Y (3-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	1	0
56	Волновая нагрузка по X (4-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	0	1
57	Волновая нагрузка по Y (4-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	0	1
58	Волновая нагрузка по -X (4-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	0	1
59	Волновая нагрузка по -Y (4-й этап)	Кратковременная (К)	0	0	0	1

Таблица 7 Коэффициенты сочетания нагрузок, принятые при формировании
таблицы РСУ №2 (для проверки несущей способности прогонов)

№ загр.	Имя загрузки	Вид	Коэффициенты сочетаний
			2 основ.
1	СВ МК	Постоянная (П)	1
2	СВ покрытия	Постоянная (П)	1
3	СВ заполнения стоек	Постоянная (П)	1
4	СВ настила площадки	Постоянная (П)	1
11	Снеговая нагрузка	Кратковременная (К)	1,10

Столбцы 2, 6, 10 и 14 соответствуют основным сочетаниям нагрузок для этапов эксплуатации I-IV соответственно.

Далее приведены дополнительные параметры, заданные в таблицах РСУ (коэффициенты надежности по нагрузке, коэффициенты длительности, логические взаимосвязи между загрузками).

Таблица 8 Дополнительные параметры таблиц РСУ

№ загр.	Имя загрузки	Вид	Объем загр.	Знакопе рем.	Взаимо искл.	Соп. загр.		Отношение коэф.	P q / P ch
						#1	#2		
1	СВ МК	Постоянная (П)		+				1.05	1
2	СВ покрытия	Постоянная (П)		+				1.05	1
3	СВ заполнения стоек	Постоянная (П)		+				1.1	1
4	СВ настила площадки	Постоянная (П)		+				1.05	1
5	Выталкивающая сила (2-й этап)	Длительная (Д)		+	5			1	1
6	Выталкивающая сила (3-й этап)	Длительная (Д)		+	5			1	1
7	Выталкивающая сила (конец эксплуатации)	Длительная (Д)		+	5			1	1
8	Нагрузка от колес (начало эксплуатации)	Длительная (Д)		+	4			1.1	1
9	Нагрузка от колес (2-й этап)	Длительная (Д)		+	4			1.1	1
10	Нагрузка от колес (3-й этап)	Длительная (Д)		+	4			1.1	1
11	Снеговая нагрузка	Кратковременная (К)		+				1.4	0.5
12	Кратковременная на площадку обслуживания	Кратковременная (К)		+				1.2	0.35
13	Таль (вариант 1)	Кратковременная (К)		+	1			1.2	0
14	Таль (вариант 2)	Кратковременная (К)		+	1			1.2	0
15	Таль (вариант 3)	Кратковременная (К)		+	1			1.2	0
16	Ветер вдоль X (1-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
17	Ветер вдоль Y (1-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
18	Ветер по диагонали 1 (1-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
19	Ветер по диагонали 2 (1-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
20	Ветер вдоль X (2-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
21	Ветер вдоль Y (2-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
22	Ветер по диагонали 1 (2-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
23	Ветер по диагонали 2 (2-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
24	Ветер вдоль X (3-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
25	Ветер вдоль Y (3-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
26	Ветер по диагонали 1 (3-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
27	Ветер по диагонали 2 (3-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
28	Ветер вдоль X (4-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
29	Ветер вдоль Y (4-й этап, статика)	Неактивная (Н/а)		+				0	0
30	Ветер вдоль X (1-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
31	Ветер вдоль Y (1-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
32	Ветер по диагонали 1 (1-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
33	Ветер по диагонали 2 (1-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
34	Ветер вдоль X (2-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
35	Ветер вдоль Y (2-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
36	Ветер по диагонали 1 (2-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
37	Ветер по диагонали 2 (2-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
38	Ветер вдоль X 3-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
39	Ветер вдоль Y (3-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
40	Ветер по диагонали 1 (3-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
41	Ветер по диагонали 2 (3-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
42	Ветер вдоль X (4-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
43	Ветер вдоль Y (4-й этап, Пульсация)	Кратковременная (К)		+/-	2			1.4	0
44	Ледовая нагрузка (1-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1.1	0
45	Ледовая нагрузка (2-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1.1	0
46	Ледовая нагрузка (3-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1.1	0
47	Ледовая нагрузка (4-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1.1	0
48	Волновая нагрузка по X (2-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
49	Волновая нагрузка по Y (2-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
50	Волновая нагрузка по -X (2-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
51	Волновая нагрузка по -Y (2-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
52	Волновая нагрузка по X (3-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
53	Волновая нагрузка по Y (3-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
54	Волновая нагрузка по -X (3-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
55	Волновая нагрузка по -Y (3-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
56	Волновая нагрузка по X (4-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
57	Волновая нагрузка по Y (4-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
58	Волновая нагрузка по -X (4-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0
59	Волновая нагрузка по -Y (4-й этап)	Кратковременная (К)		+	3			1	0

6 Расчеты несущей способности профилированного настила

6.1 Исходные данные расчета

В качестве несущего настила покрытия надстройки использован профилированный настил Н57-750-0,6.

Расчетное сопротивление стали по пределу текучести материала профилированного листа принято 210 Н/мм^2 (как для стали 220).

6.2 Проверка несущей способности профилированного настила

Минимальное значение момента сопротивления сечения составляет $W_n = 12 \text{ см}^3$.

В качестве расчетной схемы настила покрытия принимается однопролетная шарнирно опёртая балка (пролет 1,4 м).



Рисунок 3 - Расчетная схема профилированного настила

Сбор нагрузок осуществляется на 1 пог.м. сечения.

Конструкция настила воспринимает следующие нагрузки:

1. L1 – собственный вес конструкции покрытия:



Рисунок 4 - Схема приложения нагрузки от собственного веса конструкции покрытия

2. L2 – Снеговая нагрузка:



Рисунок 5 - Схема приложения снеговой нагрузки

Расчетная комбинация нагрузок для проверки настила: L1+L2.

По результатам выполненного статического расчета определяем наибольшие усилия для проверки.



Рисунок 6 - Эпюры изгибающего момента при действии расчетной комбинации нагрузок, кН·м



Рисунок 7 - Эпюра поперечной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН

Проверка прочности сечения

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где γ_c – коэффициент условия работы,

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый 1,25.

Расчетная величина изгибающего момента: $M_y = 74,8$ кН·см

$$\frac{M_y \cdot \gamma_n}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{74,8 \cdot 1,25}{12 \cdot 21 \cdot 1,0} = 0,37 < 1$$

Проверка прогибов элемента:

Прогиб элемента от нормативной нагрузки составляет $0,6$ мм $<$ $L/126=1400/126=11,1$ мм. Условие выполнено.

Проверка устойчивости стенки настила (в соответствии с требованиями п. 7.7.12 СП 260.1325800.2016):

$$Q_r < Q_{w,p}$$

где Q_r – опорная реакция над средней опорой, $Q_r = \frac{2,1}{10,5} =$

0,204 кН (**10,5** – расчетное число стенок настила на **1** пог. м. сечения)

$Q_{w,p}$ – несущая способность стенки,

$$Q_{w,p} = \gamma_c \cdot C \cdot t^2 \cdot R_y \cdot \sin \varphi \cdot \left(1 - C_r \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(1 + C_b \cdot \sqrt{\frac{b}{t}}\right) \cdot \left(1 - C_h \cdot \sqrt{\frac{h}{t}}\right)$$

$$Q_{w,p} = 1,0 \cdot 3 \cdot 0,06^2 \cdot 21 \cdot \sin 66 \cdot \left(1 - 0,08 \cdot \sqrt{\frac{0,5}{0,06}}\right) \cdot \left(1 + 0,7 \cdot \sqrt{\frac{6,4}{0,06}}\right) \cdot \left(1 - 0,0055 \cdot \sqrt{\frac{5,7}{0,06}}\right) = 1,24 \text{ кН}$$

$Q_r \cdot \gamma_n = 0,204 \text{ кН} > Q_{w,p} = \frac{1,2}{1,25} = 0,99 \text{ кН}$. Условие выполнено. Коэффициент использования составляет 0,21.

7 Проверка несущей способности колонн

Проверка несущей способности колонн выполнена автоматически средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021.

Для автоматической проверки несущей способности элементов им заданы соответствующие характеристики: жесткость, материал сечения, коэффициенты расчетной длины, коэффициенты условий работы и надежности по ответственности.

Расчетные сочетания усилий определяются автоматически средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021, на основании заданной таблицы РСУ (подробнее см. п.5).

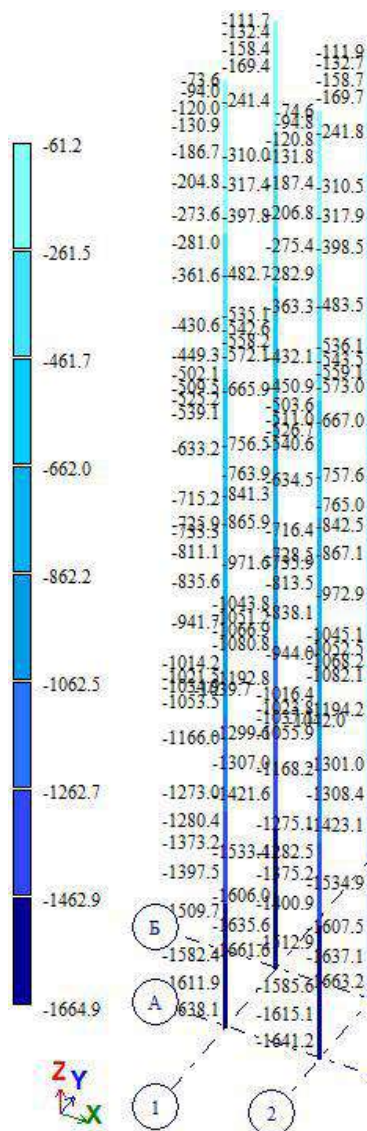


Рисунок 8 - Мозаика продольных сил, кН

По результатам выполненного расчета определяем наибольшие значения коэффициентов использования несущей способности элементов.

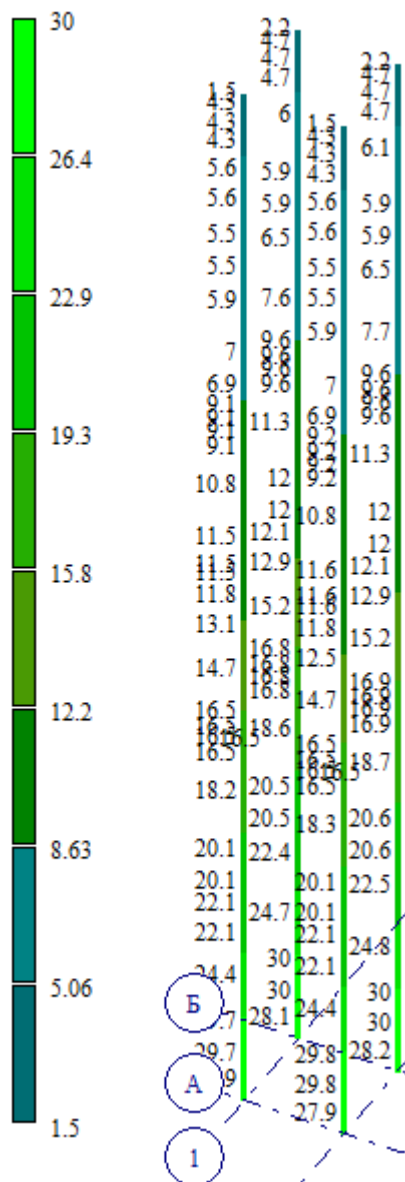


Рисунок 9 - Значения коэффициентов использования несущей способности элементов по 1ГПС, %

Элемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Проценты исчерпания несущей способности колонны по сечениям, %											Длина элемента
				нор	УУ1	УЗ1	УУЗ	ГУ1	ГЗ1	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У	
Основная схема:															
Сечение: 1.1.2. Труба 630 x 16															
Профиль: 630 x 16; ГОСТ Р 58064-2018															
Сортамент: Трубы стальные сварные для строительных конструкций (ГОСТ Р 58064-2018)															
Сталь: С355; ГОСТ 27772-2015; ГОСТ 27772-2015															
Сортамент: Стали по ГОСТ 27772-2015, листовой, широкополосный универсальный прокат и заготовки для гнутых профилей															
223	1	КК31	0.00	28	28	28	28	32	32	0	0	28	32	0	2.00
223	2	КК31	0.00	30	29	29	29	32	32	0	0	30	32	0	2.00
223	3	КК31	0.00	30	29	29	29	32	32	0	0	30	32	0	2.00
223	4	КК31	0.00	29	28	28	28	32	32	0	0	29	32	0	2.00
223	5	КК31	0.00	28	27	28	28	32	32	0	0	28	32	0	2.00
223	6	КК31	0.00	26	27	27	27	32	32	0	0	27	32	0	2.00
223	7	КК31	0.00	25	26	26	26	32	32	0	0	26	32	0	2.00

Рисунок 10 - Отчет по результатам расчета наиболее нагруженного элемента

В ходе анализа результатов проверки несущей способности элементов, установлено:

– несущая способность элементов обеспечена, максимальный коэффициент использования 0,3.

8 Проверка несущей способности ригелей

Проверка несущей способности ригелей выполнена автоматически средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021.

Для автоматической проверки несущей способности элементов им заданы соответствующие характеристики: жесткость, материал сечения, коэффициенты расчетной длины, коэффициенты условий работы и надежности по ответственности.

Расчетные сочетания усилий определяются автоматически средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021, на основании заданной таблицы РСУ (подробнее см. п.5).

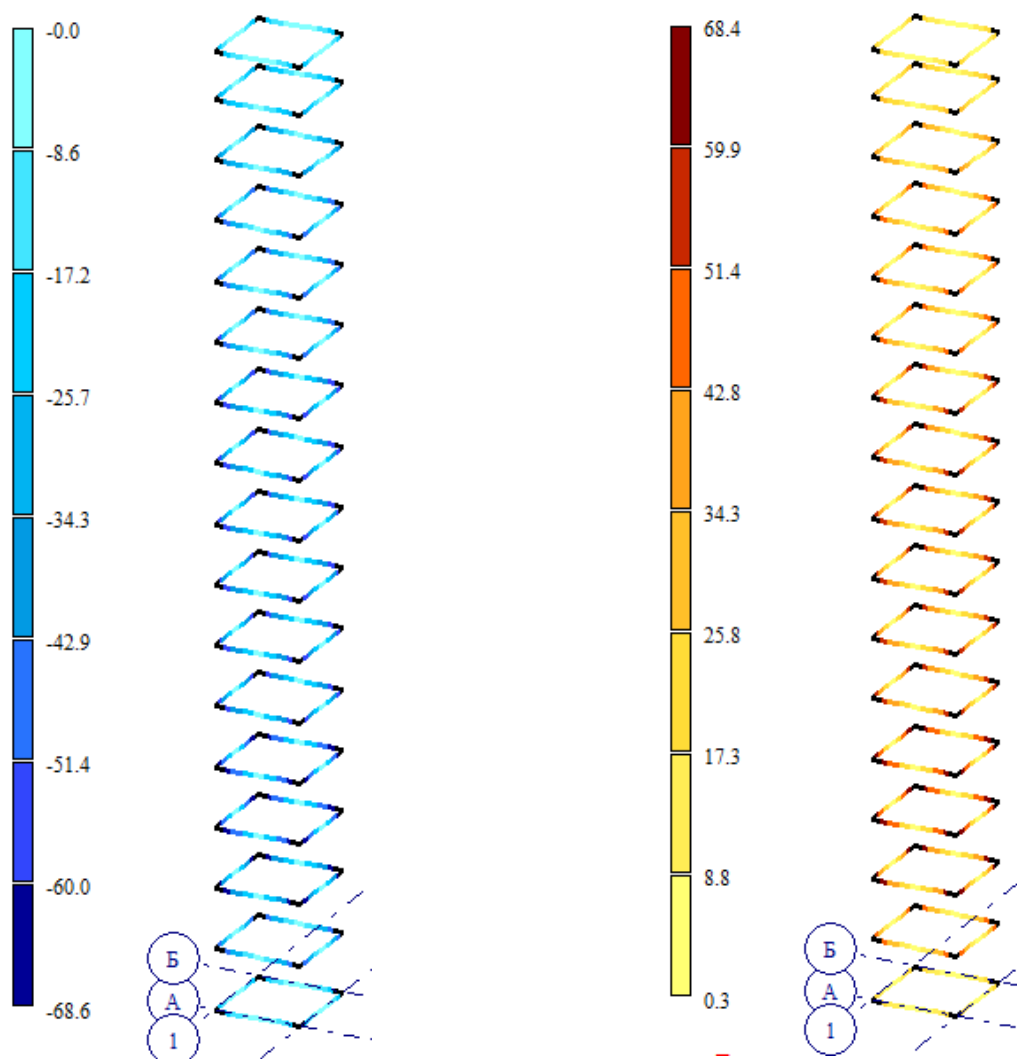


Рисунок 11 - Мозаика изгибающих моментов, кН·м (min и max слева и справа соответственно)

По результатам выполненного расчета определяем наибольшие значения коэффициентов использования несущей способности элементов.

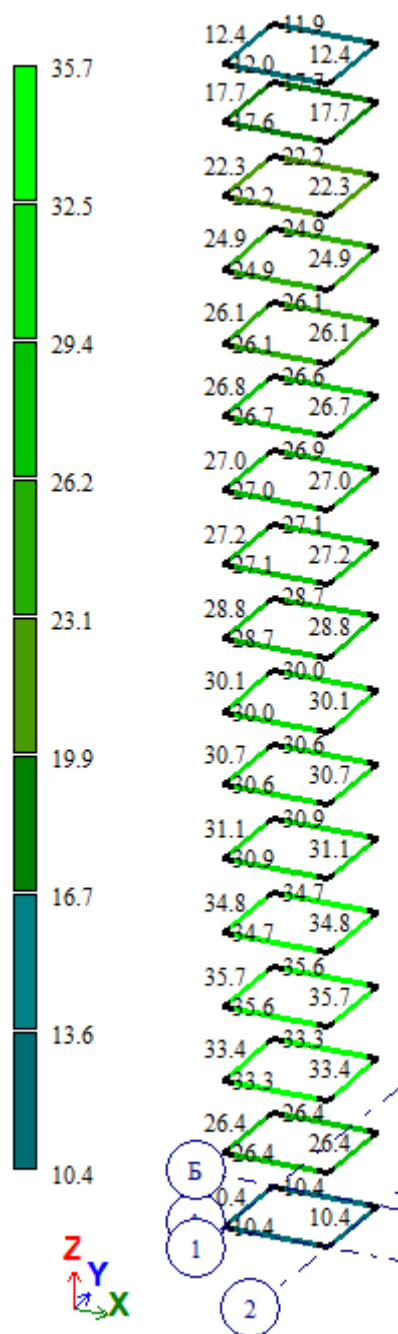


Рисунок 12 - Значения коэффициентов использования несущей способности элементов по 1ГПС, %

Элемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Проценты исчерпания несущей способности колонны по сечениям, %											Длина элемента
				нор	УУ1	УЗ1	УУЗ	ГУ1	ГЗ1	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У	
Основная схема:															
Сечение: 2.1.5. Труба 325 x 9															
Профиль: 325 x 9; ГОСТ Р 58064-2018															
Сортамент: Трубы стальные сварные для строительных конструкций (ГОСТ Р 58064-2018)															
Сталь: С355; ГОСТ 27772-2015; ГОСТ 27772-2015															
Сортамент: Стали по ГОСТ 27772-2015, листовой, широкополосный универсальный прокат и заготовки для гнутых профилей															
24	1		0.00	36	0	0	0	9	9	0	0	36	9	0	2.90
24	2		0.00	24	0	0	0	9	9	0	0	24	9	0	2.90
24	3		0.00	12	0	0	0	9	9	0	0	13	9	0	2.90
24	4		0.00	0	0	0	0	9	9	0	0	8	9	0	2.90
24	5		0.00	12	0	0	0	9	9	0	0	13	9	0	2.90
24	6		0.00	24	0	0	0	9	9	0	0	24	9	0	2.90
24	7		0.00	36	0	0	0	9	9	0	0	36	9	0	2.90

Рисунок 13 - Отчет по результатам расчета наиболее нагруженного элемента

В ходе анализа результатов проверки несущей способности элементов, установлено:

– несущая способность элементов обеспечена, максимальный коэффициент использования 0,36.

По результатам выполненного расчета определяем наибольшие значения коэффициентов использования несущей способности элементов.

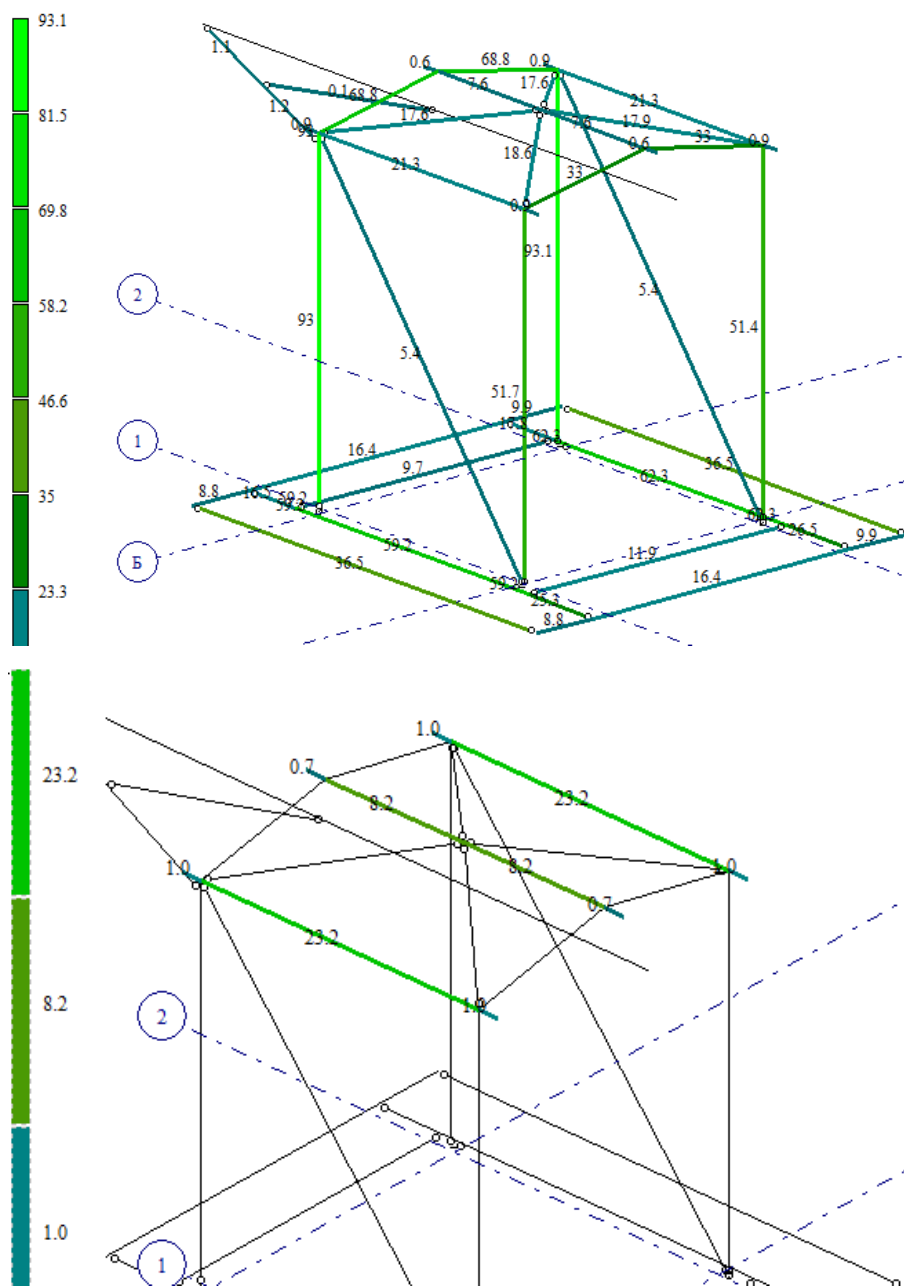


Рисунок 16 - Значения коэффициентов использования несущей способности элементов по 1ГПС, % (Проверка по таблицам РСУ№1 и РСУ№2 сверху и снизу соответственно)

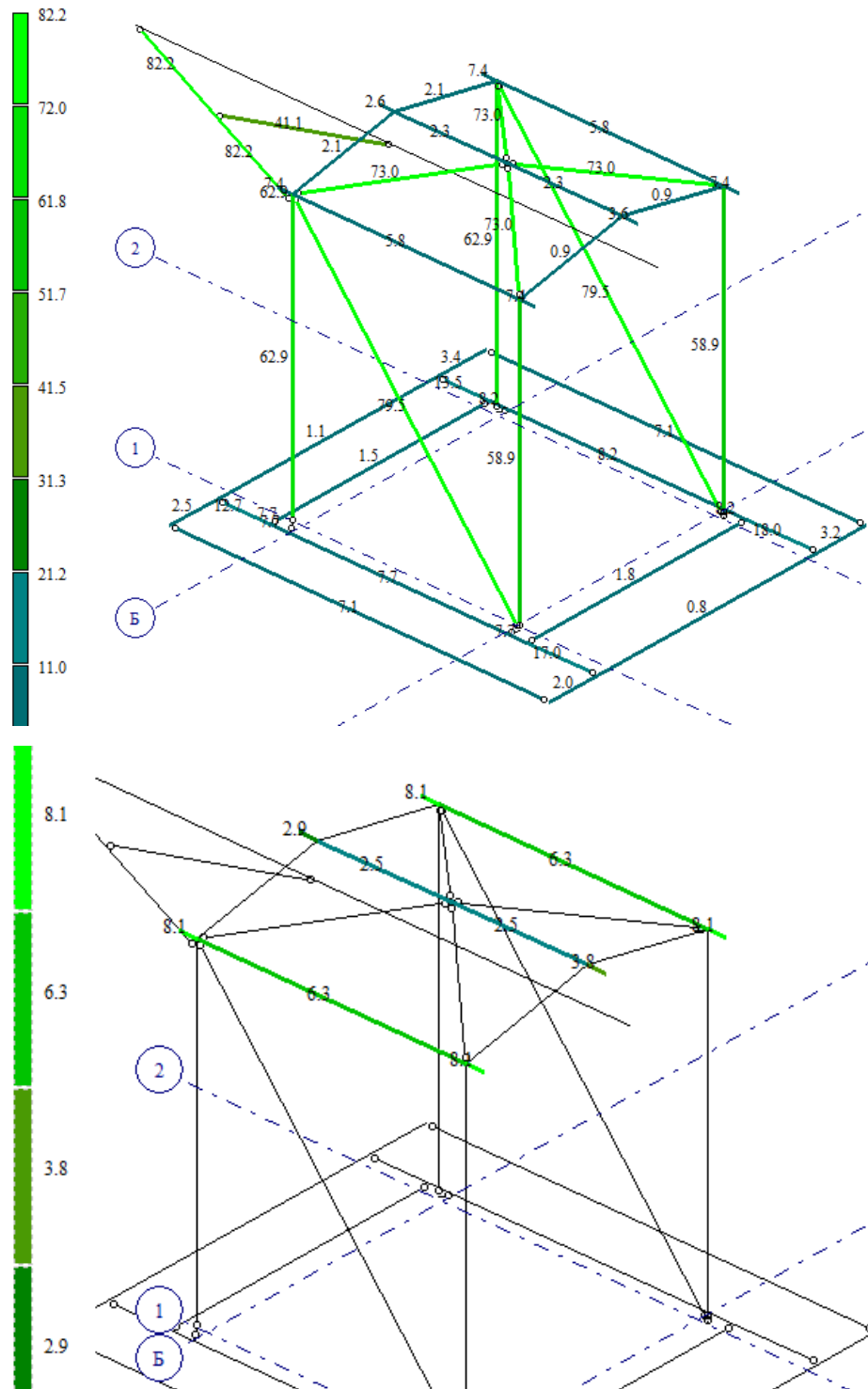


Рисунок 17 - Значения коэффициентов использования несущей способности элементов по 2ГПС, % (Проверка по таблицам РСУ№1 и РСУ№2 сверху и снизу соответственно)

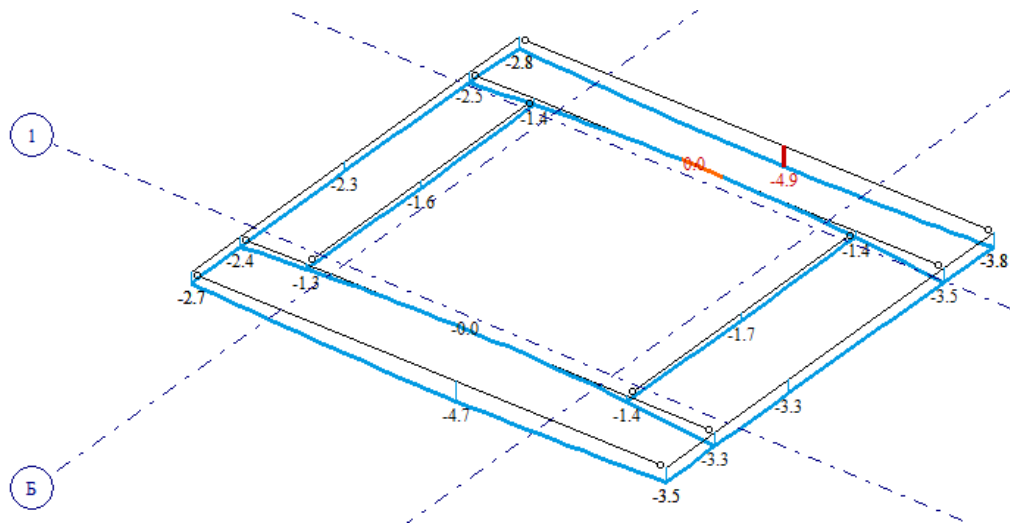


Рисунок 18 - Эпюры прогибов конструкций технологической площадки, мм

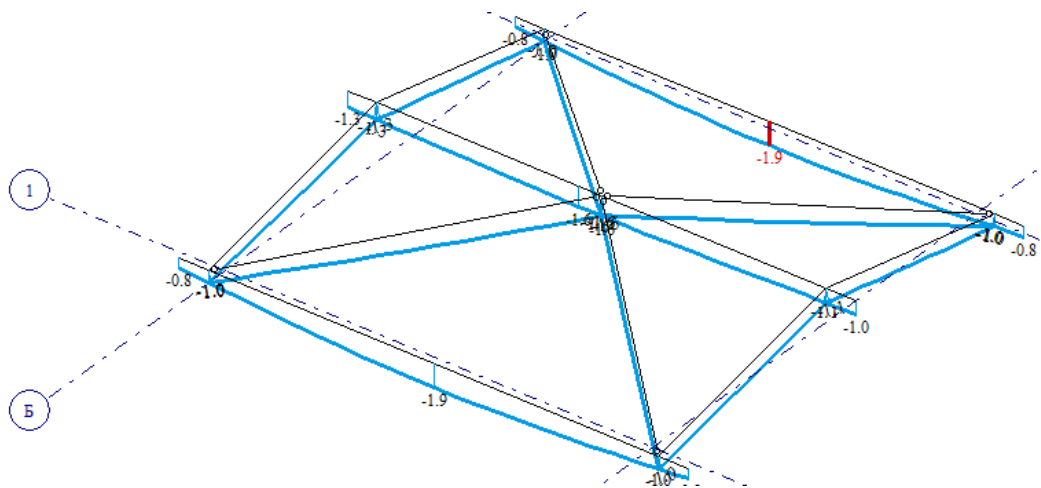


Рисунок 19 - Эпюры прогибов конструкций покрытия, мм

Элемент	НС	Группа	Шаг ребер (планок)	Проценты исчерпания несущей способности колонны по сечениям, %											Длина элемента
				нор	УУ1	УЗ1	УУ2	ГУ1	ГЗ1	УС	УП	1ПС	2ПС	М.У	
Основная схема:															
Сечение: 9.5.10. Двутавр 20Ш1															
Профиль: 20Ш1; СТО АСЧМ 20-93															
Сортамент: Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Широкополочные двутавры (СТО АСЧМ 20-93)															
Сталь: С255; ГОСТ 27772-2015; ГОСТ 27772-2015															
Сортамент: Стали по ГОСТ 27772-2015, фасонный прокат															
119	1		0,00	12	21	26	0	54	59	30	25	26	59	30	3,82
119	2		0,00	21	30	32	28	54	59	37	32	32	59	37	3,82
119	3		0,00	30	39	43	30	54	59	32	35	43	59	35	3,82
119	4		0,00	38	47	55	32	54	59	30	35	55	59	35	3,82
119	5		0,00	44	54	67	34	55	60	37	38	67	60	38	3,82
119	6		0,00	50	61	80	36	56	61	37	40	80	61	40	3,82
119	7		0,00	56	67	93	37	57	62	37	42	93	62	42	3,82

Рисунок 20 - Отчет по результатам расчета наиболее нагруженного элемента

В ходе анализа результатов проверки несущей способности элементов, установлено:

- несущая способность элементов обеспечена, максимальный коэффициент использования 0,93;
- предельные прогибы элементов не превышают предельно допустимых значений.

10 Расчет фундамента

Бетон фундамента принят класса В25. Армирование выполнено арматурными стержнями класса А400.

Геологические условия площадки приняты по данным технического отчета по результатам инженерно-геологических изысканий «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция», выполненного ООО «СевИнжГео» в 2022 году.

Проектом предусмотрена частичная замена сильнопучинистого грунта ИГЭ 15 на песчаную подушку толщиной 2 м.

Для подушки приняты следующие характеристики: $E=30$ МПа, $c_{II}=0$ кПа, $c_I=0$ кПа, $\varphi_{II}=30^\circ$, $\varphi_I=27,3^\circ$, $\rho=18$ кН/м³.

Грунт ИГЭ 15 имеет следующие характеристики: $E=23,9$ МПа, $c_{II}=22,5$ кПа, $c_I=19,7$ кПа, $\varphi_{II}=30^\circ$, $\varphi_I=28^\circ$, $\rho=22,4$ кН/м³.

10.1 Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента и проверка давлений на грунт основания по ШПС

См. таблицу далее.

Таблица 9 Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента и проверка давлений на грунт основания по ШПС

Поз.	Определение расчетного сопротивления грунта основания														Давления на основания*			Проверки			
	γ_{c1}	γ_{c2}	k	k_z	γ_{II} , кН/м ³	γ_{II}' , кН/м ³	b, м	d_1 , м	d_b , м	c_{II} , кПа	φ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c	R, кПа	R_{cp} , кПа	R_{max} , кПа	R_{min} , кПа	$R_{cp} < R?$	$R_{max} < 1,2R$	Наличие отрыва
Этап №1	1,4	1	1	1	12,60	0	9,3	0	0	12,8	30	1,2	5,6	8	331,1	112	166	66	0,34	0,42	Отрыва нет
Этап №2	1,4	1	1	1	12,60	12,3	9,3	3,5	0	12,8	30	1,2	5,6	8	668	255	655	66	0,38	0,82	Отрыва нет
Этап №3	1,4	1	1	1	12,60	12,3	9,3	8,5	0	12,8	30	1,2	5,6	8	1149	388	535	63	0,34	0,39	Отрыва нет
Этап №4	1,4	1	1	1	12,60	12,3	9,3	13,5	0	12,8	30	1,2	5,6	8	1631	513	718	60	0,31	0,37	Отрыва нет

* Положительное значение давления означает прижим

10.2 Оценка осадок и крена фундамента

Оценка осадок и крена фундамента выполнена средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021.

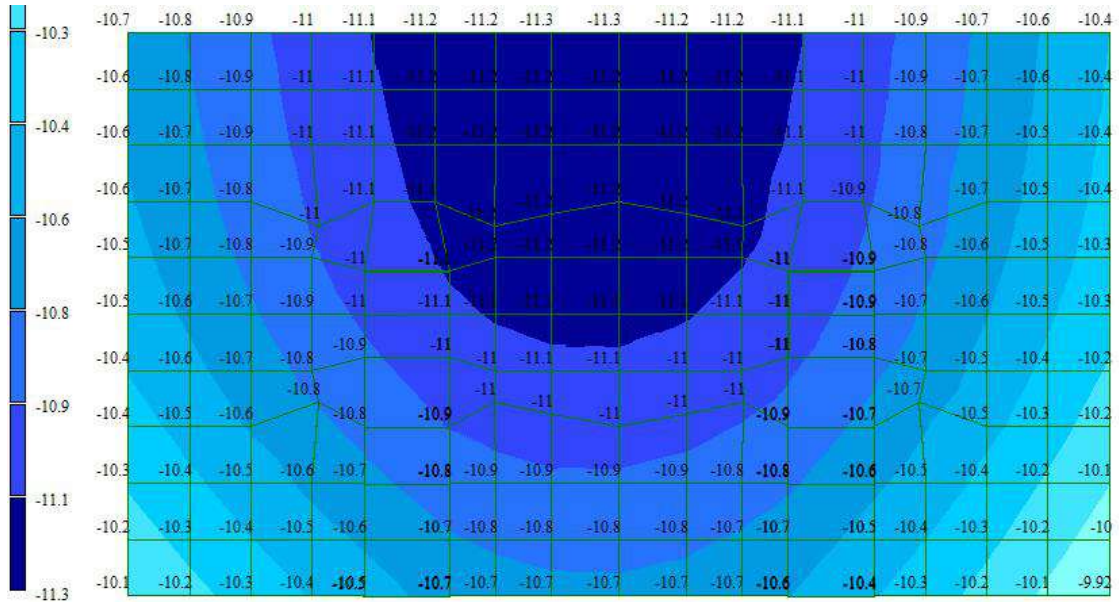


Рисунок 21 - Изополюса осадок фундамента (1-й этап), мм

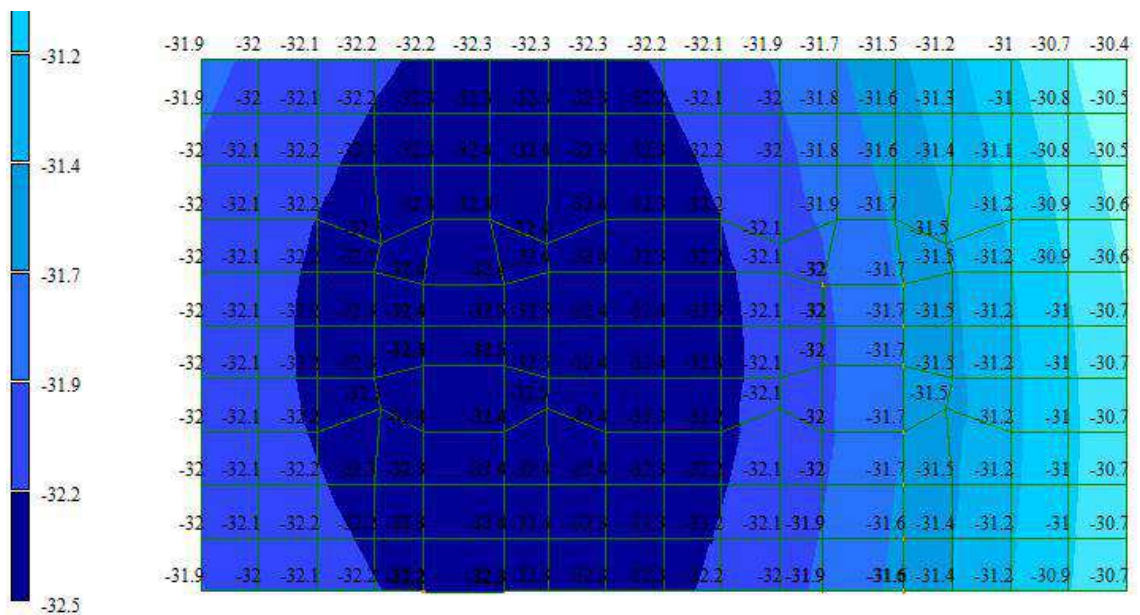


Рисунок 22 - Изополюса осадок фундамента (2-й этап), мм

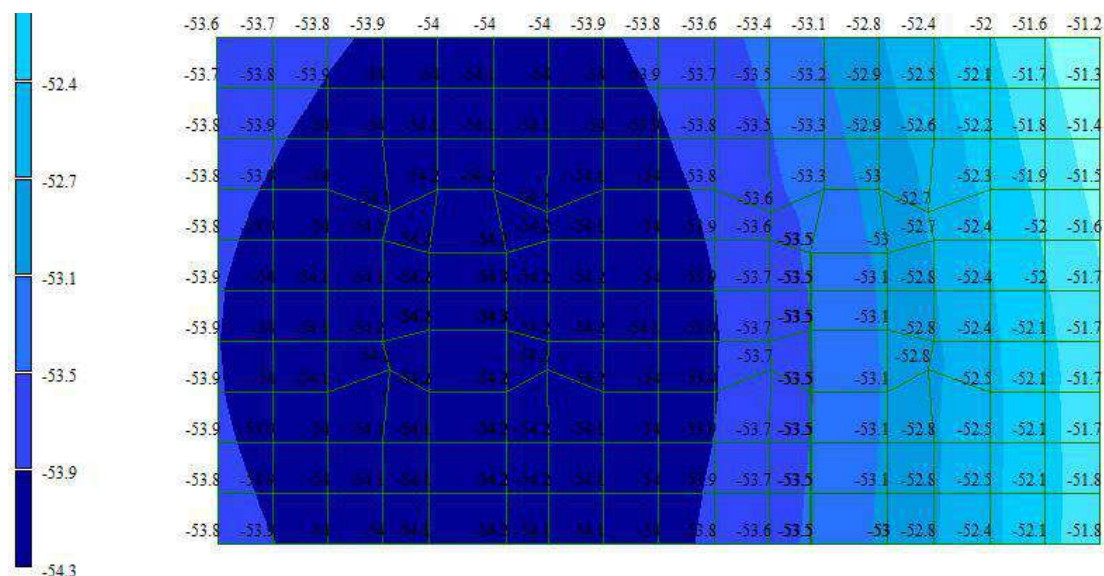


Рисунок 23 - Изополя осадок фундамента (3-й этап), мм

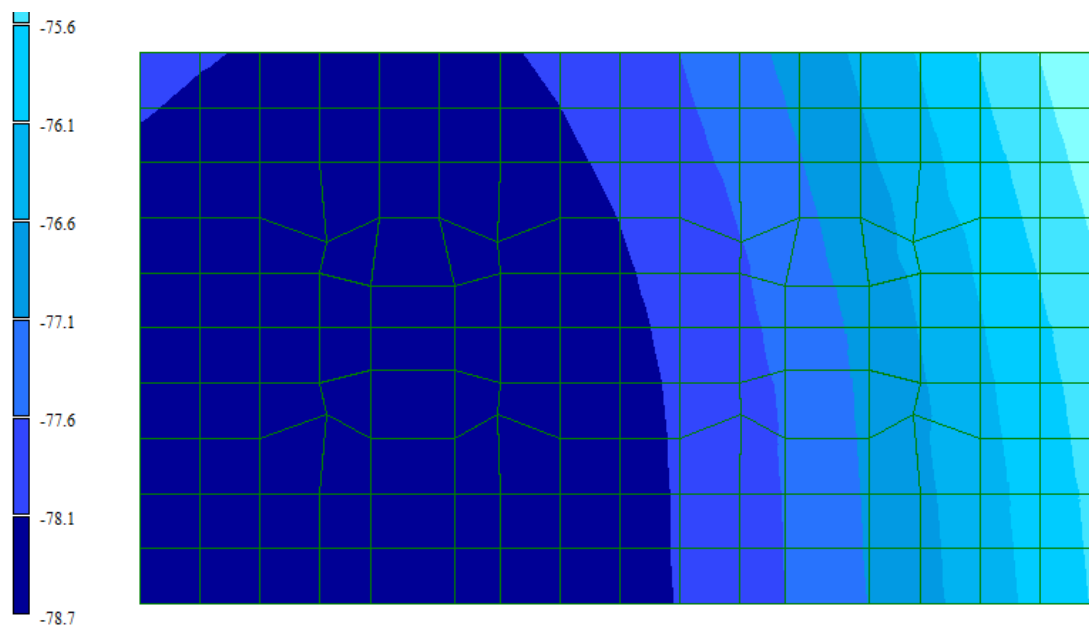


Рисунок 24 - Изополя осадок фундамента (4-й этап), мм

Таблица 10 Оценка осадок и крена фундамента

Поз.	S_{\max} , см	i	S_{ult} , см	i_{ult}	S_{\max}/S_{ult}	i/i_{ult}
Этап №1	11,3	0,0002	200	0,004	0,06	0,04
Этап №2	32,5	0,0002	200	0,004	0,16	0,06
Этап №3	54,3	0,0002	200	0,004	0,27	0,06
Этап №4	78,7	0,0003	200	0,004	0,39	0,08

Осадки и крен фундамента не превышают предельно допустимые значения.

10.3 Проверка несущей способности фундамента

Оценка несущей способности фундамента выполнена в автоматическом режиме, средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021 (проверка заданного армирования). Значения коэффициентов запаса армирования менее 1,0 указывают на недостаточность принятого армирования.

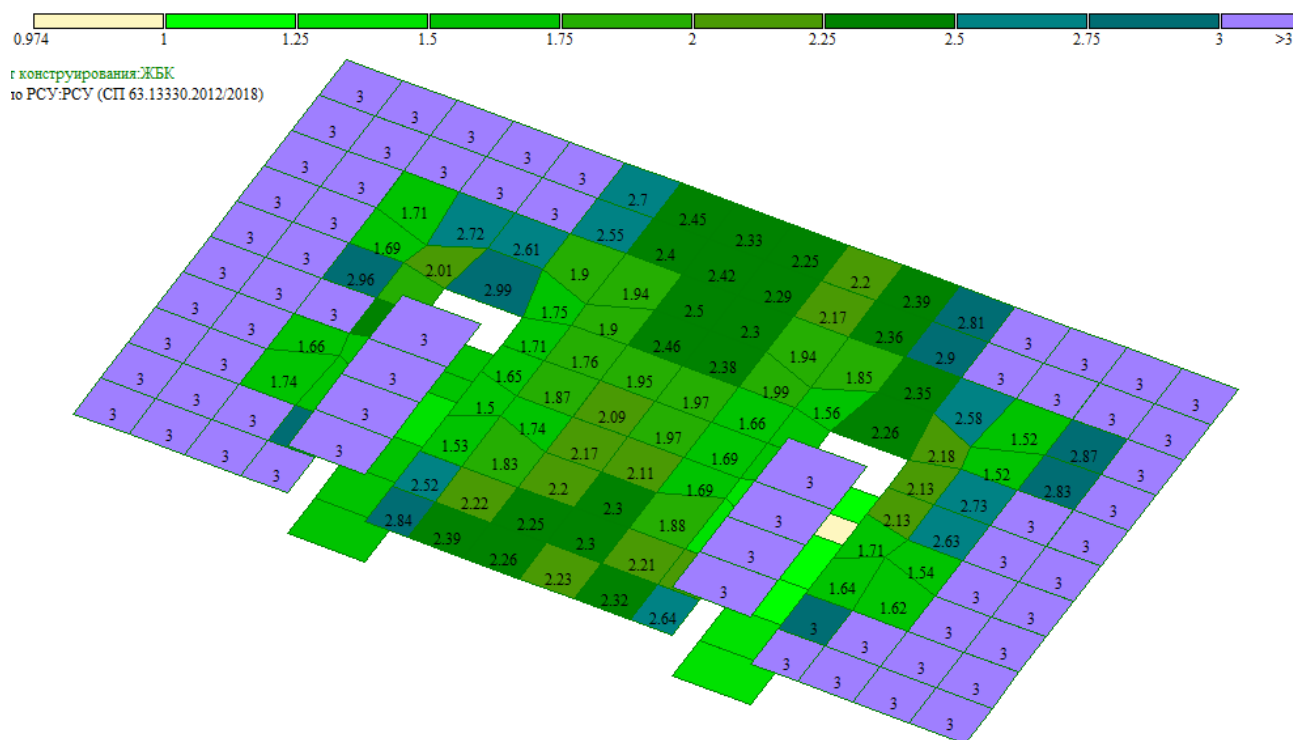


Рисунок 25 - Значения коэффициентов запаса армирования

Вывод: интенсивность принятого в проектной документации армирования, не меньше требуемого по расчету. Наличие отдельных элементов, армирование в которых меньше требуемого по расчету, обусловлено несовершенством расчетной схемы, а также не учетом пластического перераспределения усилий. Несущая способность фундамента обеспечена.

11 Расчет на прогрессирующее обрушение

11.1 Исходные данные для расчетов на прогрессирующее обрушение

Проверочный расчет конструкций шандорного колодца на прогрессирующее обрушение производится с учетом отказа одного несущего элемента конструкции – одной из колонн.

Расчёты конструкций выполнены в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81*. Стальные конструкции», СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия», СП 58.13330.2012 «СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения. Основные положения» и СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения».

При расчетах на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение используются следующие положения:

- расчет выполняется для комбинации загружений, включающие постоянные, длительные и кратковременные нагрузки;
- несущая способность элементов определяется только для первой группы предельных состояний (прочность и устойчивость);
- конструкции рассчитываются на действие нормативных значений нагрузок;
- при проверке элементов принимаются нормативные значения характеристик материалов;
- коэффициент надежности по ответственности принимается $\gamma_n=1,0$;
- коэффициенты сочетания нагрузок принимаются как для особого сочетания;
- коэффициент условий работы особого предельного состояния принимается равным 1,1.

11.2 Расчет элементов шандорного колодца на устойчивость к прогрессирующему обрушению при отказе одной из колонн

В качестве расчетной ситуации при расчете на устойчивость к прогрессирующему обрушению принят отказ одной из колонн.

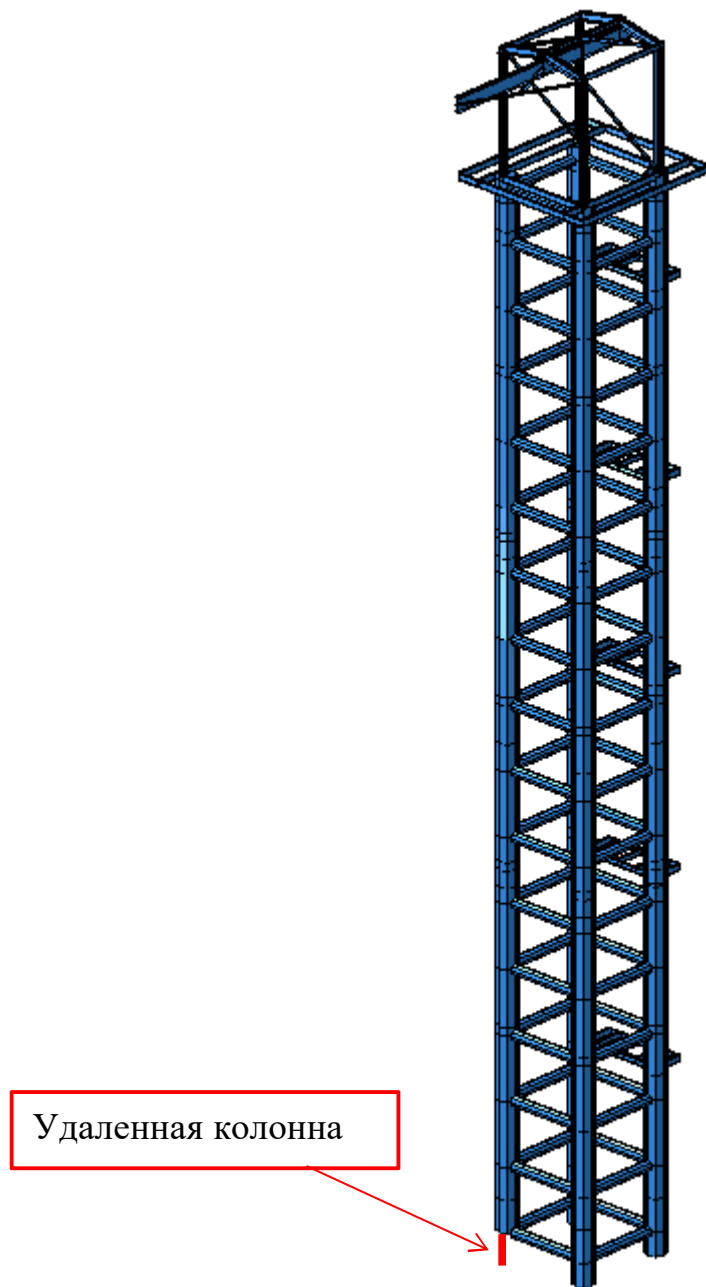


Рисунок 26 - Схема расположения удаляемого элемента

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления колонны, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, перераспределением усилий через ригели на соседние колонны.

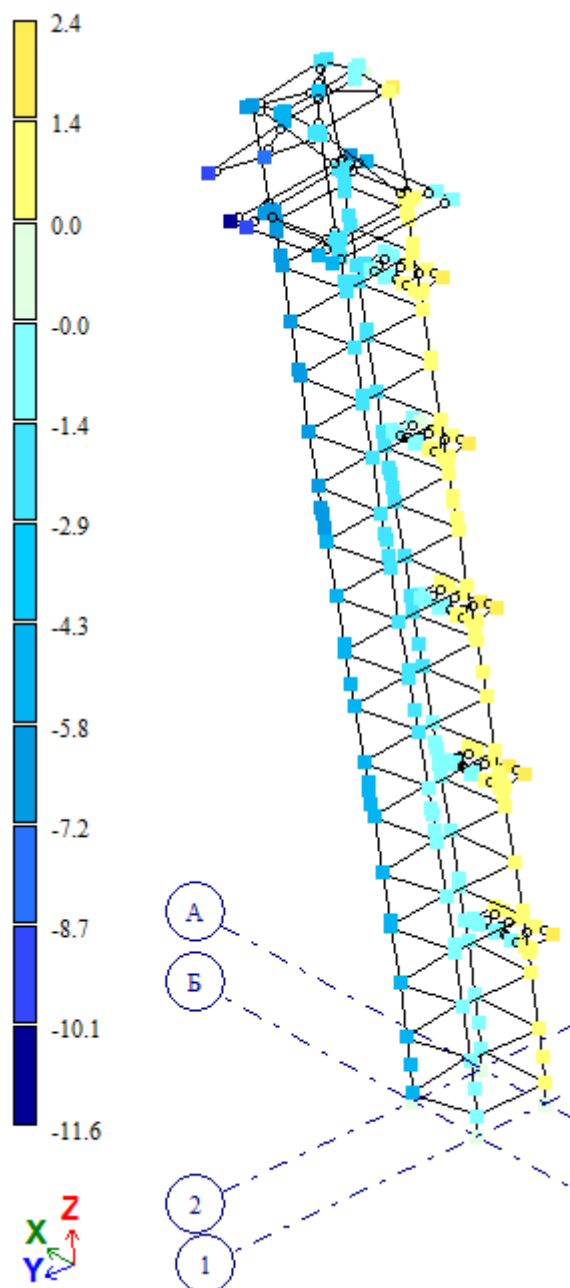


Рисунок 27 - Деформированная схема сооружения (с указанием перемещений узлов по направлению оси Z, мм).

Проверка элементов сооружения произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

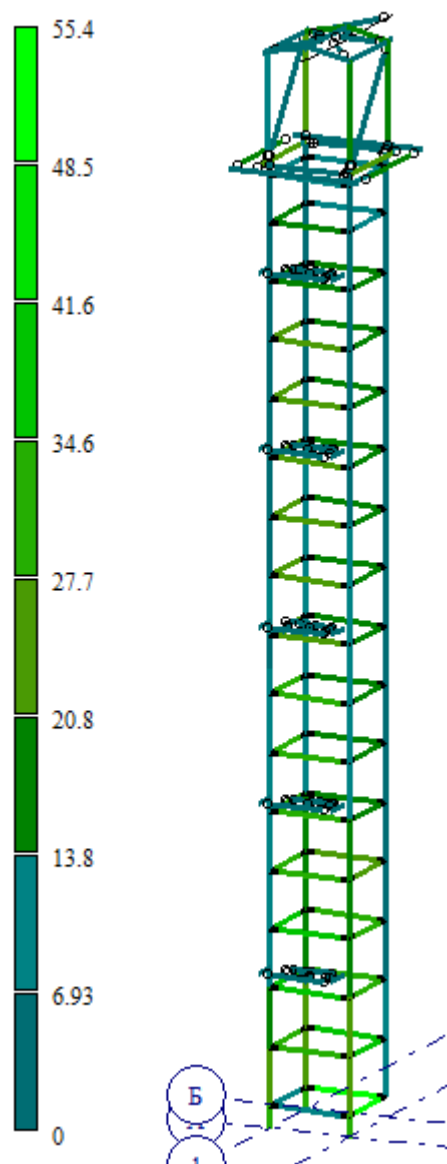


Рисунок 28 - Мозаика коэффициентов использования элементов в зоне повреждения, %

Несущая способность элементов обеспечена.

ВЫВОД: Так как несущая способность элементов при удалении одной из колонн обеспечена, можно сделать вывод, что сооружение устойчиво к прогрессирующему обрушению.

12 Заключительная часть



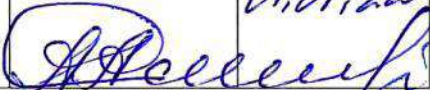
По результатам выполненных расчетов можно сделать следующие выводы:

- Обеспечена несущая способность профилированного настила покрытия. Максимальный коэффициент использования 0,37;
- Обеспечена несущая способность колонн. Максимальный коэффициент использования 0,3;
- Обеспечена несущая способность ригелей. Максимальный коэффициент использования 0,36;
- Обеспечена несущая способность конструкций надстройки. Максимальный коэффициент использования 0,93;
- Осадки и крен фундамента не превышают предельно допустимые значения;
- Обеспечена несущая способность фундамента. Минимальный коэффициент запаса армирования 1,0;
- Сооружение устойчиво к прогрессирующему обрушению.

Таблица регистрации изменений

Таблица регистрации изменений								
Изм.	Номера листов (страниц)				Всего листов (страниц) в док.	Номер док.	Подп.	Дата
	изме- ненных	заме- ненных	НОВЫХ	аннули- рованных				

Список исполнителей

Должность	Ф.И.О.	Подпись	Дата
Ведущий инженер, ответственный исполнитель проверочных расчетов	Е.А. Михайлов		
Главный специалист, ответственный за проверку проверочных расчетов	М.Ю. Кораблев		
Нормоконтролер	А.А. Смирнов		01.07.22

Содержание

1	Основные положения расчетов.....	3
2	Исходные данные для проведения проверочного расчета	5
3	Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции	6
4	Особенности расчетной схемы	8
5	Расчетные сочетания усилий	9
6	Проверка несущей способности фундаментной плиты.....	10
7	Проверка несущей способности стен	13
8	Проверка несущей способности плиты покрытия	15
9	Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента и проверка давлений на грунт основания по ПГПС	19
10	Расчет на прогрессирующее обрушение.....	20
10.1	Исходные данные для расчетов на прогрессирующее обрушение	20
10.2	Расчет конструкций коллектора при отказе наиболее нагруженного участка стены (расчетная ситуация №1)	21
10.3	Расчет конструкций коллектора при отказе наиболее нагруженного участка плиты покрытия (расчетная ситуация №2).....	22
11	Заключительная часть.....	24
	Таблица регистрации изменений.....	25

1 Основные положения расчетов

Расчёты конструкций водоподводящих железобетонных коллекторов выполнены в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия», СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», СП 43.13330.2012 «СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий» и СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений».

Конструктивная схема сооружения – стеновая. Сооружение состоит из железобетонных фундаментных плит, плит покрытия и стен.

Пространственная жесткость и устойчивость сооружения в продольном и поперечном направлениях обеспечивается жестким сопряжением конструкций (стен, фундаментных плит, плит покрытия) между собой.

Несущие конструкции сооружения воспринимают следующие нагрузки:

- собственный вес конструкций;
- давление грунта;
- вес снегового покрова;
- технологические нагрузки.

Сечения конструкций и схемы их расположения приняты по данным, приведенным в проектной документации шифр 5102-19025-П-01-КР-053.12.01-КЖ.

Материалы конструкций в расчётах приняты по проектным данным (шифр 5102-19025-П-01-КР-053.12.01-КЖ):

- Арматура класса А400. В соответствии с таблицей 6.14 СП 63.13330.2018 расчетное сопротивление арматуры данного класса растяжению и сжатию принимается 340 Н/мм^2 ;
- Бетон класса В25. В соответствии с таблицей 6.8 СП 63.13330.2018 расчетное сопротивление бетона сжатию принимается $R_b=14,5 \text{ Н/мм}^2$, растяжению - $R_{bt}=1,05 \text{ Н/мм}^2$.

Водоподводящие железобетонные коллекторы относятся к категории сооружений повышенного уровня ответственности, коэффициент надежности по ответственности принят $\gamma_n=1,25$.

Статический расчет производился с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР 2021, предназначенного для численного исследования на ЭВМ напряженно-деформированного состояния и устойчивости конструкций.

2 Исходные данные для проведения проверочного расчета

Снеговой район – V с нормативным значением веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли 2,5 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

По значению ветрового давления территория относится к II району с нормативным значением 0,3 кПа согласно СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

3 Интенсивность нагрузок, действующих на конструкции

Собственный вес несущих железобетонных конструкций учитывается автоматически с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,1$.

Характеристики грунта обратной засыпки принимается в соответствии с данными, приведенными в расчётно-пояснительной записке шифр **Ошибка!**
Источник ссылки не найден.: удельный вес – $\gamma = 19,3$ кН/м²; угол внутреннего трения грунта – 37° .

Нагрузка от активного давления грунта на стены определена в соответствии с п. 9.22 СП 22.13330.2016:

$$\sigma_{ha} = K_a (\gamma \times z + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\text{где, } K_a = \frac{c \cdot s^2(\varphi - \theta)}{c \cdot s^2\theta \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\theta - \beta)} \right]^2};$$

– Для вертикальных поверхностей:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{37^\circ}{2} \right) = 0,25;$$

– Для наклонных поверхностей:

$$K_a = \frac{c \cdot s^2(\varphi - \theta)}{c \cdot s^2\theta \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\theta - \beta)} \right]^2} = \frac{c \cdot s^2(70^\circ - 40^\circ)}{\cos^2 45^\circ \cdot \left[1 + \frac{\sin(0,67 \cdot 37^\circ + 37^\circ) \cdot \sin(37^\circ - 0^\circ)}{\cos(0,67 \cdot 37^\circ + 45^\circ) \cdot \cos(45^\circ - 0^\circ)} \right]^2} = 0,32;$$

Интенсивность нормативного вертикального давления от колесной нагрузки НК-80 (в соответствии с п.В.15 СП 43.13330.2012):

– Начало эксплуатации:

$$p_{v8}^n = \frac{44}{1 \cdot 0,55 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{37^\circ}{2} \right) \cdot 2,25} = 27,2 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{h, \text{стены}} = 27,2 \cdot 0,25 = 6,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{h, \text{наклонные поверхности}} = 27,2 \cdot 0,32 = 8,7 \text{ кН/м}^2;$$

– Конец эксплуатации:

$$p_{v8}^n = \frac{44}{1 \cdot 0,55 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{37^\circ}{2} \right) \cdot 3} = 3,85 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{h, \text{стены}} = 3,85 \cdot 0,25 = 0,96 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{h, \text{наклонные поверхности}} = 3,85 \cdot 0,32 = 1,23 \text{ кН/м}^2;$$

Коэффициент надежности по колесной нагрузке -1,1.

Таблица 1 Этапы эксплуатации сооружения, рассмотренные в расчете:

Наименование этапа	Наименование нагрузки	Нормативное значение нагрузки, кН/м ²	Коэф. надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки, кН/м ²
Начало эксплуатации	Давление грунта на покрытие (вертикальная)	$(2,25 \dots 2,81) \times 19,3$ $= 43,43 \dots 54,2$	1,15	50...62,4
	Давление грунта на стены (горизонтальная)	$0,25 \cdot 19,3$ $\cdot (2,81 \dots 4,47) =$ $= 13,56 \dots 21,57$	1,15	15,6...24,8
	Давление грунта на наклонные поверхности (горизонтальная)	$0,32 \cdot 19,3$ $\cdot (2,25 \dots 2,81) =$ $= 13,9 \dots 17,35$	1,15	16...20
	Заполнение трубопровода	0	1,0	0
Конец эксплуатации	Давление грунта на покрытие (вертикальная)	$(38 \dots 38,56) \times 19,3$ $= 733,4 \dots 744,2$	1,15	843,4...855,8
	Давление грунта на стены (горизонтальная)	$0,25 \cdot 19,3$ $\cdot (38,56 \dots 40,22) =$ $= 186,1 \dots 194,1$	1,15	214...223,2
	Давление грунта на наклонные поверхности (горизонтальная)	$0,32 \cdot 19,3$ $\cdot (38 \dots 38,56) =$ $= 234,7 \dots 238,1$	1,15	269,9...273,8
	Заполнение трубопровода	15,83 кН/м	1,0	0...15,83 кН/м

4 Особенности расчетной схемы

Расчет несущей способности конструкций водоподводящих железобетонных коллекторов произведен с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР 2021. Расчетная схема сооружения – пространственная пластинчатая система.

Основные элементы сооружения (стены, плита покрытия, фундаментная плита) смоделированы пластинчатыми элементами. Эксцентриситеты опирания конструкций учтены введением абсолютно жестких тел.

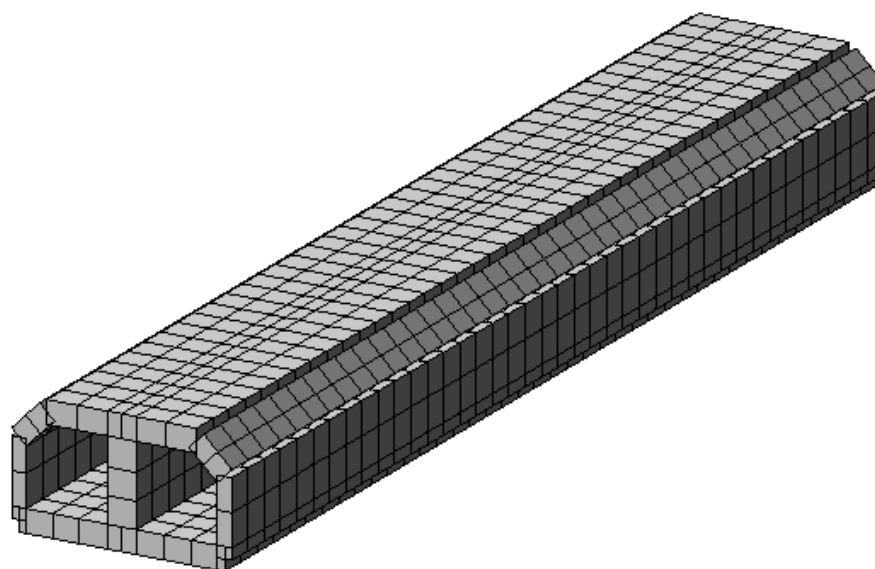


Рисунок 1 - Общий вид расчетной схемы

5 Расчетные сочетания усилий

Определение расчетных сочетаний усилий, для проверки несущей способности элементов, выполняется автоматически средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021.

Далее приведены коэффициенты, принятые для определения расчетных сочетаний усилий.

Таблица 2 Коэффициенты сочетания нагрузок, принятые при формировании таблицы РСУ

№ загр.	Имя загрузки	Вид	Коэффициенты сочетаний	
			2 основ.	6 сочет.
1	СВ ЖБК	Постоянная (П)	1,000	1,000
2	Засыпка (начало эксплуатации)	Постоянная (П)	1,000	0,000
3	Засыпка (конец эксплуатации)	Постоянная (П)	0,000	1,000
4	Заполнение коллектора (1/2)	Длительная (Д)	0,000	1,000
5	Заполнение коллектора (2/2)	Длительная (Д)	0,000	1,000
6	НК-80 (начало эксплуатации)	Кратковременная (К)	1,000	0,000
7	НК-80 (конец эксплуатации)	Кратковременная (К)	0,000	1,000

Столбцы 2 и 6 соответствуют основным сочетаниям нагрузок для этапов эксплуатации I (начало эксплуатации) и II (конец эксплуатации) соответственно.

Далее приведены дополнительные параметры, заданные в таблицах РСУ (коэффициенты надежности по нагрузке, коэффициенты длительности, логические взаимосвязи между загрузками).

Таблица 3 Дополнительные параметры таблиц РСУ

№ загр.	Имя загрузки	Вид	Отношение коэф.	P q / P ch
1	СВ ЖБК	Постоянная (П)	1,100	1,000
2	Засыпка (начало эксплуатации)	Постоянная (П)	1,150	1,000
3	Засыпка (конец эксплуатации)	Постоянная (П)	1,150	1,000
4	Заполнение коллектора (1/2)	Длительная (Д)	1,000	1,000
5	Заполнение коллектора (2/2)	Длительная (Д)	1,000	1,000
6	НК-80 (начало эксплуатации)	Кратковременная (К)	1,100	0,000
7	НК-80 (конец эксплуатации)	Кратковременная (К)	1,100	0,000

6 Проверка несущей способности фундаментной плиты

Оценка несущей способности фундаментной плиты выполнена в автоматическом режиме, средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021. По результатам расчета установлены минимальные требуемые интенсивности армирования фундаментной плиты в каждом направлении и выполнено их сравнение с проектным армированием. Расчетные сочетания нагрузок определены автоматически.

Армирование фундаментной плиты принято в соответствии с рабочей документацией лист 2 шифр 5102-19025-П-01-КР-053.12.01-КЖ:

- Ориентированное поперек коллектора – арматурными стержнями диаметром 32 мм класса А400, с шагом 200 мм;
- Ориентированное вдоль коллектора – арматурными стержнями диаметром 20 мм класса А400, с шагом 200 мм;
- Поперечное армирование отсутствует.

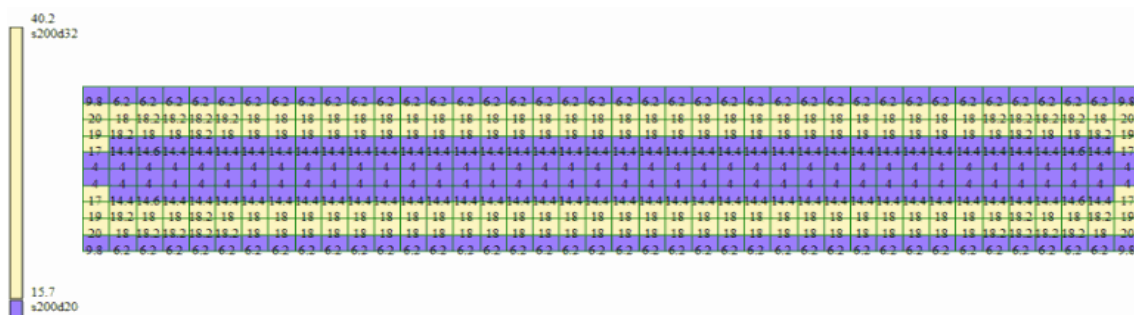


Рисунок 2 - Расчетная интенсивность верхнего армирования плиты, ориентированного поперек коллектора

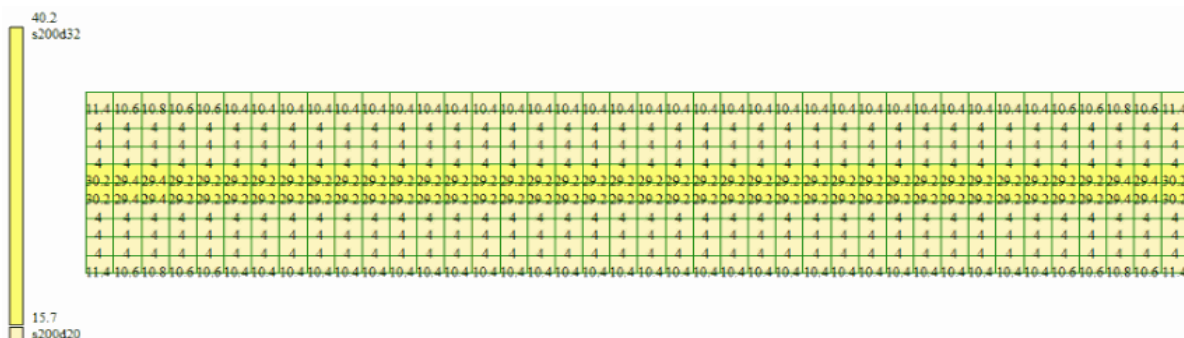


Рисунок 3 - Расчетная интенсивность нижнего армирования плиты, ориентированного поперек коллектора

10.1
 s200d16

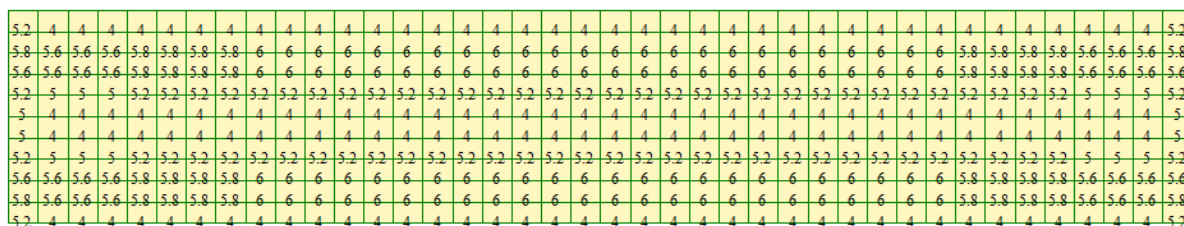


Рисунок 4 - Расчетная интенсивность верхнего армирования плиты, ориентированного вдоль коллектора

15.7
 s200d20

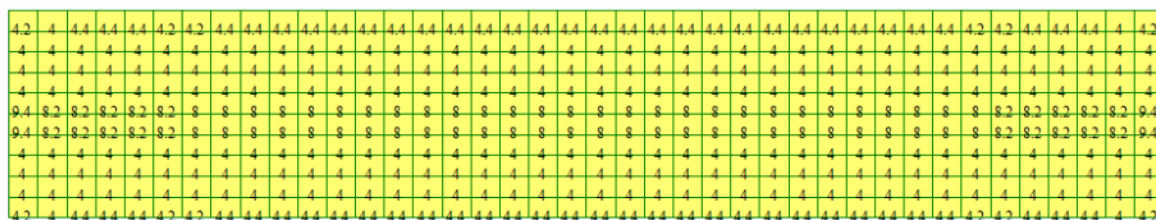


Рисунок 5 - Расчетная интенсивность нижнего армирования плиты, ориентированного вдоль коллектора

Расчет по прочности элемента при действии поперечных сил:

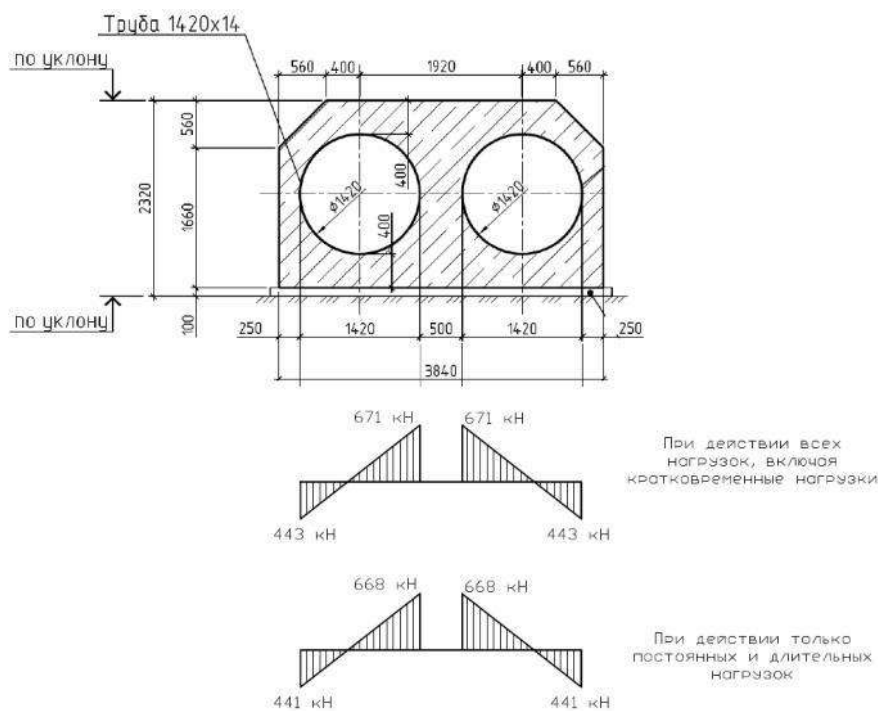


Рисунок 6 - Эпюры поперечной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН/м

Единицы измерения: кН, см

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1.25$

Класс бетона В25: $R_b = 1.45$ $R_{bt} = 0.105$ Поперечная арматура отсутствует

Расчет по бетонной полосе между наклонными сечениями на действие поперечной силы

Несущая способность сечения:

$$Q_{\max} = 668 \quad h_0 = 32.4 \quad \gamma_{b1} = 0.9 \quad Q_{пр} = 0.3 \cdot R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 0.3 \cdot 1.45 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 32.4 = 1268.0$$

$$\text{Коэффициент использования} \quad K_{исп1} = \frac{Q_{\max} \cdot \gamma_n}{Q_{пр}} = \frac{668 \cdot 1.25}{1268.0} = 0.66 \quad \blacksquare < 1.0$$

Расчет по наклонному сечению на действие поперечной силы

Вариант 1 $c = 40$ $h_0 = 40$ $Q = 355$ $\gamma_{b1} = 0.9$

$$Q_b = \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 40^2}{40} = 567.0$$

Граничные значения поперечной силы:

$$Q_{b,\min} = 0.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 0.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 40 = 189.0$$

$$Q_{b,\max} = 2.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 2.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 40 = 945.0$$

$$\text{Несущая способность сечения:} \quad Q_{пр} = Q_b = 567 \quad K_{исп2} = \frac{Q \cdot \gamma_n}{Q_{пр}} = \frac{355 \cdot 1.25}{567} = 0.783$$

Вариант 2 $c = 65$ $h_0 = 32.5$ $Q = 161$ $\gamma_{b1} = 0.9$

$$Q_b = \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 32.5^2}{65} = 230.0$$

Граничные значения поперечной силы:

$$Q_{b,\min} = 0.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 0.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 32.5 = 153.562$$

$$Q_{b,\max} = 2.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 2.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 32.5 = 767.812$$

$$\text{Несущая способность сечения:} \quad Q_{пр} = Q_b = 230 \quad K_{исп2} = \frac{Q \cdot \gamma_n}{Q_{пр}} = \frac{161 \cdot 1.25}{230} = 0.875$$

Вариант 3 $c = 52.5$ $h_0 = 35$ $Q = 258$ $\gamma_{b1} = 0.9$

$$Q_b = \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 35^2}{52.5} = 331.0$$

Граничные значения поперечной силы:

$$Q_{b,\min} = 0.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 0.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 35 = 165.375$$

$$Q_{b,\max} = 2.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 2.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 35 = 826.875$$

$$\text{Несущая способность сечения:} \quad Q_{пр} = Q_b = 331 \quad K_{исп2} = \frac{Q \cdot \gamma_n}{Q_{пр}} = \frac{258 \cdot 1.25}{331} = 0.974$$

Выводы: Принятое армирование фундаментной плиты превышает требуемое по расчету. Несущая способность фундаментной плиты обеспечена.

7 Проверка несущей способности стен

Оценка несущей способности стен выполнена в автоматическом режиме, средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021. По результатам расчета установлены минимальные требуемые интенсивности армирования стен в каждом направлении и выполнено их сравнение с проектным армированием. Расчетные сочетания нагрузок определены автоматически.

Армирование стен принято в соответствии с рабочей документацией лист 2 шифр 5102-19025-П-01-КР-053.12.01-КЖ:

- Вертикальное – арматурными стержнями диаметром 25 мм класса А400, с шагом 200 мм;
- Горизонтальное – арматурными стержнями диаметром 16 мм класса А400, с шагом 200 мм;
- Поперечное армирование отсутствует.

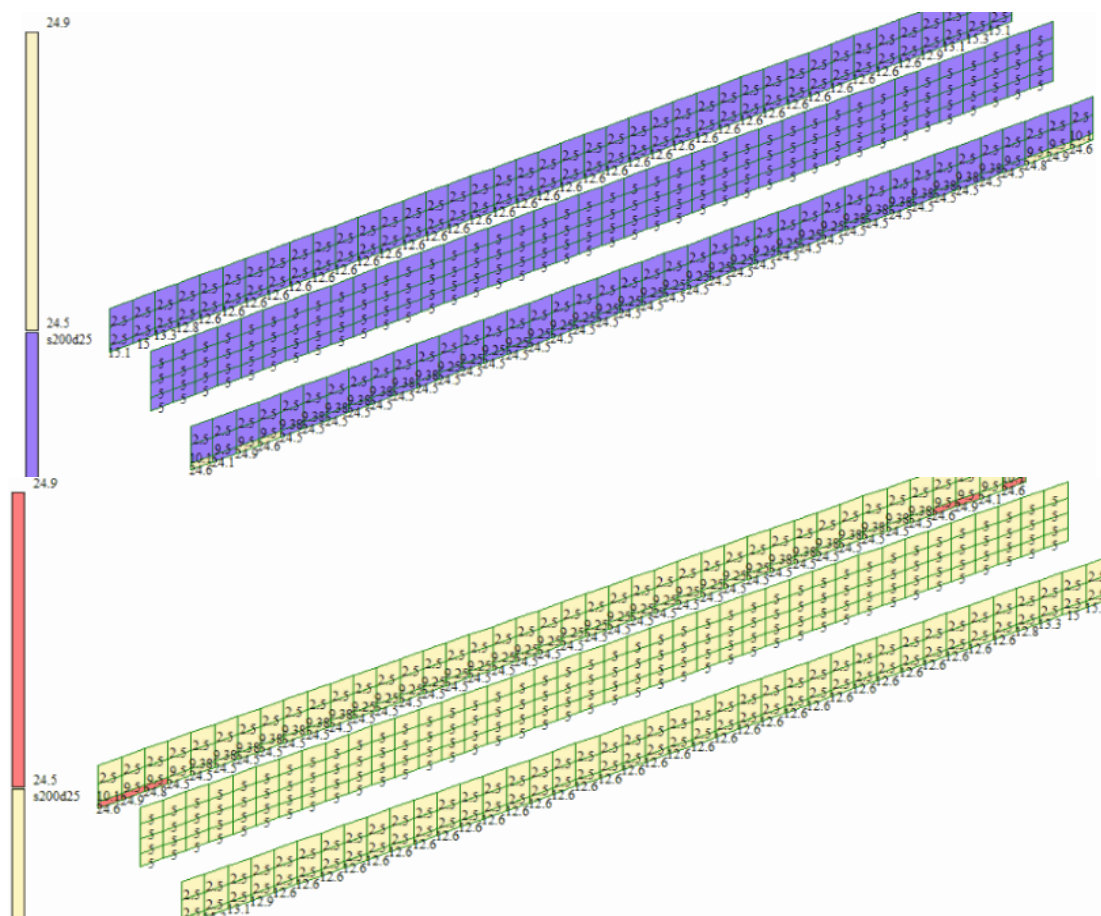


Рисунок 7 - Расчетная интенсивность вертикального армирования стен

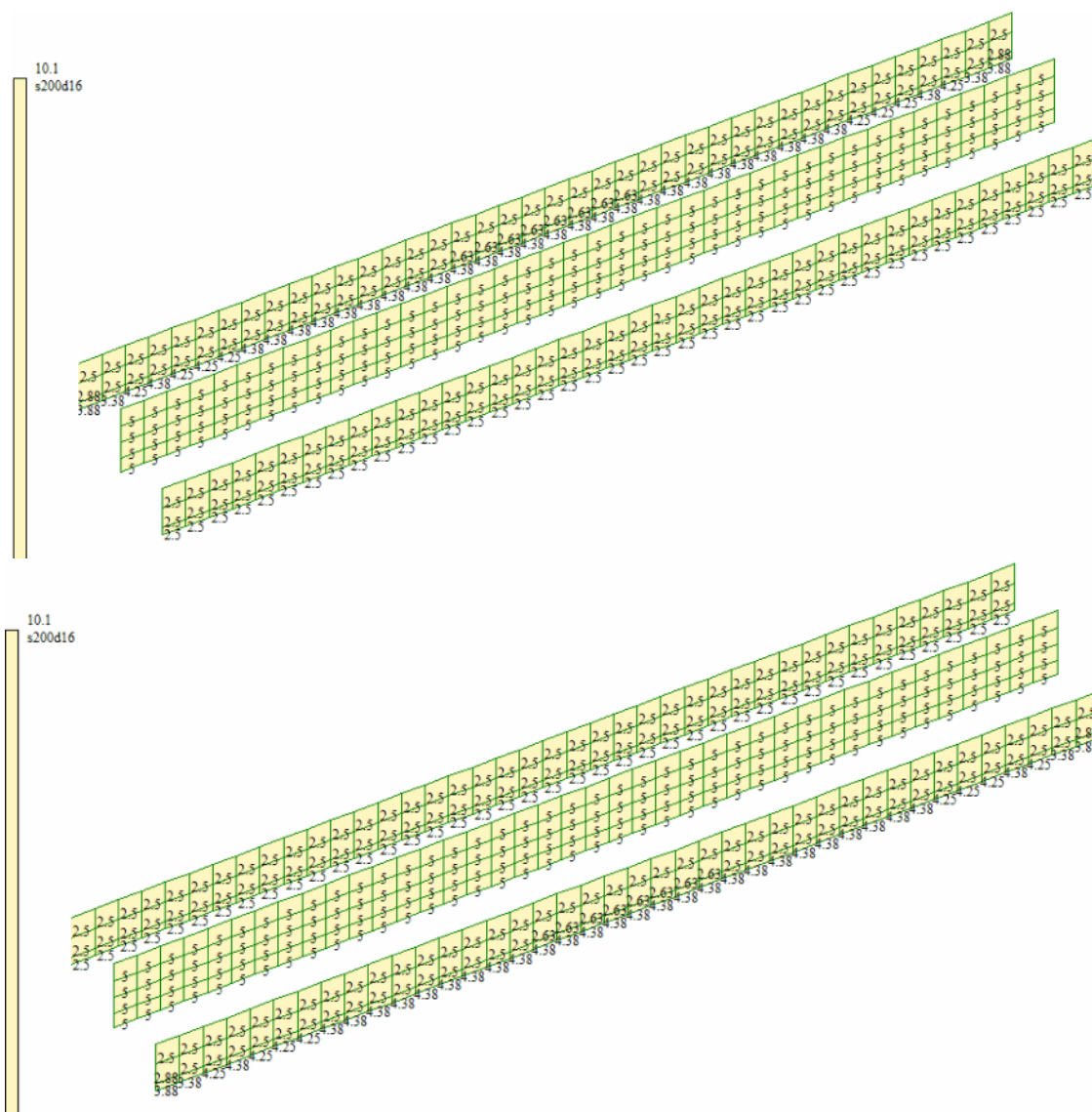


Рисунок 8 - Расчетная интенсивность горизонтального армирования стен

Выводы: Принятое армирование стен превышает требуемое по расчету. Наличие отдельных элементов, армирование в которых меньше требуемого по расчету, обусловлено несовершенством расчетной схемы, а также не учетом пластического перераспределения усилий. Несущая способность стен обеспечена.

8 Проверка несущей способности плиты покрытия

Оценка несущей способности плиты покрытия выполнена в автоматическом режиме, средствами программного комплекса ЛИРА-САПР 2021. По результатам расчета установлены минимальные требуемые интенсивности армирования плиты покрытия в каждом направлении и выполнено их сравнение с проектным армированием. Расчетные сочетания нагрузок определены автоматически.

Армирование плиты покрытия принято в соответствии с рабочей документацией лист 2 шифр 5102-19025-П-01-КР-053.12.01-КЖ:

- Ориентированное поперек коллектора на горизонтальном участке – арматурными стержнями диаметром 32 мм класса А400, с шагом 150 мм;
- Ориентированное поперек коллектора на наклонных участках – арматурными стержнями диаметром 25 мм класса А400, с шагом 150 мм;
- Ориентированное вдоль коллектора на горизонтальном участке – арматурными стержнями диаметром 20 мм класса А400, с шагом 200 мм;
- Ориентированное вдоль коллектора на наклонных участках – арматурными стержнями диаметром 16 мм класса А400, с шагом 200 мм;
- Поперечное армирование отсутствует.

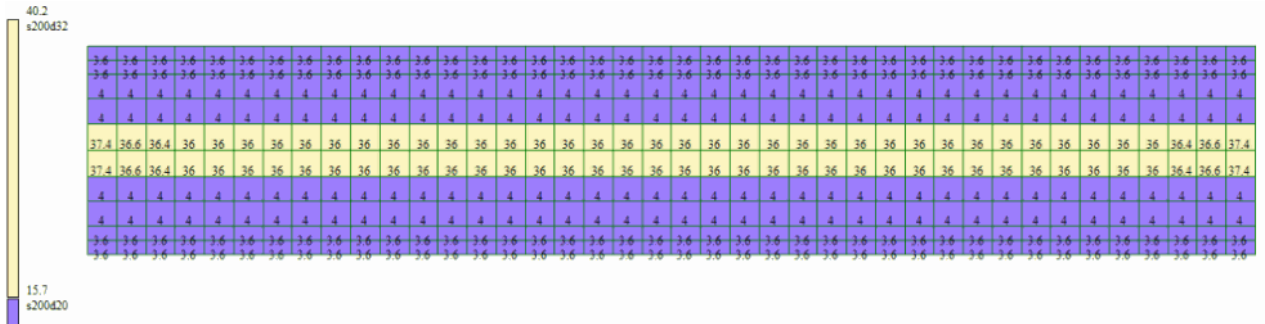


Рисунок 9 - Расчетная интенсивность верхнего армирования плиты, ориентированного поперек коллектора

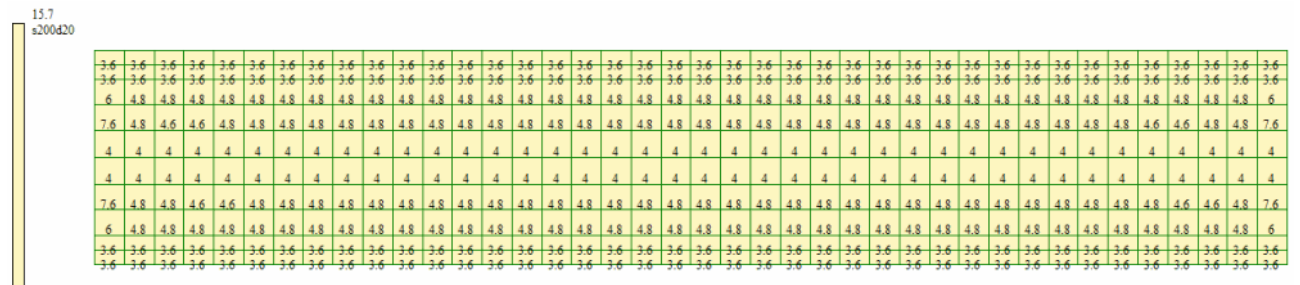


Рисунок 10 - Расчетная интенсивность нижнего армирования плиты, ориентированного поперек коллектора

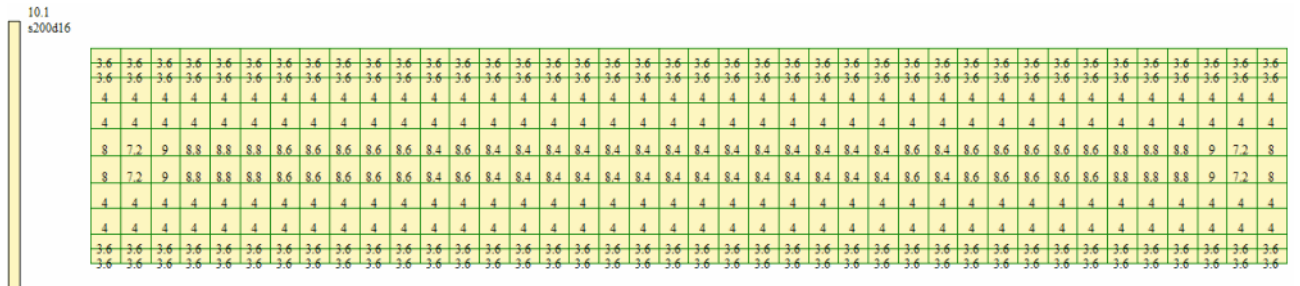


Рисунок 11 - Расчетная интенсивность верхнего армирования плиты, ориентированного вдоль коллектора

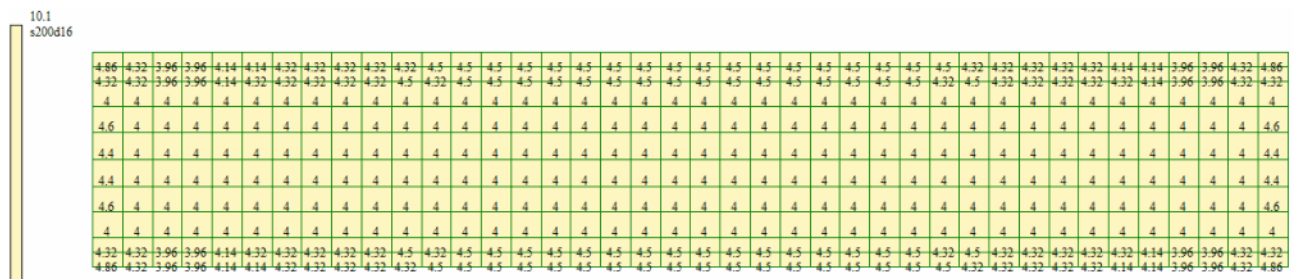


Рисунок 12 - Расчетная интенсивность нижнего армирования плиты, ориентированного вдоль коллектора

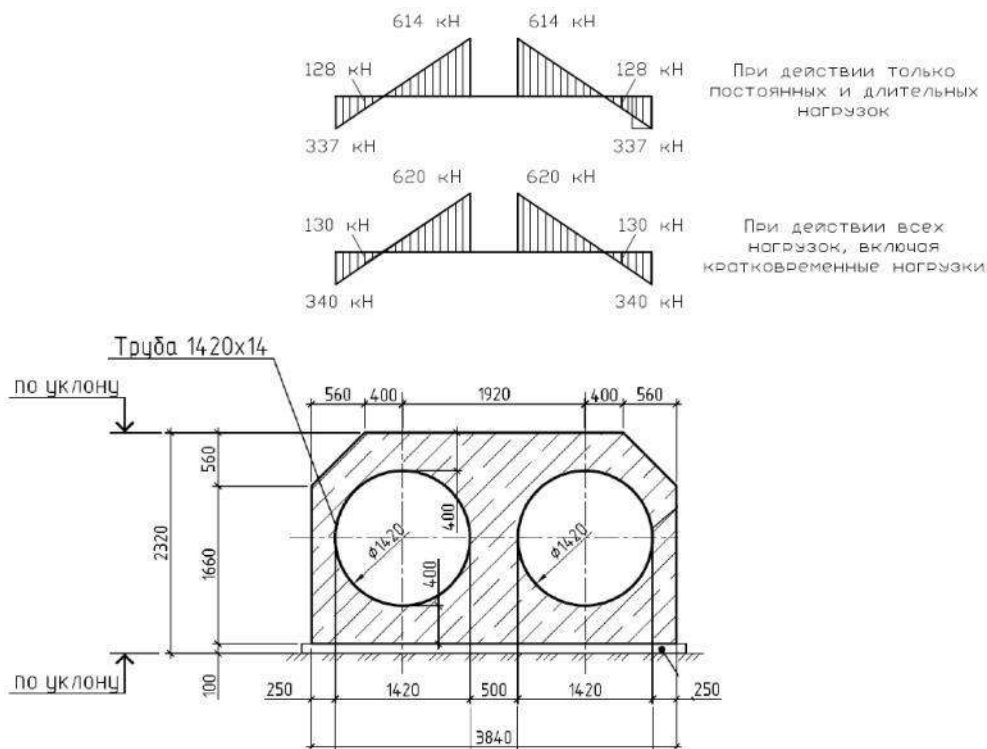
Расчет по прочности элемента при действии поперечных сил:

Рисунок 13 - Эпюры поперечной силы при действии расчетной комбинации нагрузок, кН/м

Единицы измерения: кН, см

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1.25$

Класс бетона В25: $R_b = 1.45$ $R_{bt} = 0.105$ Поперечная арматура отсутствует

Расчет по бетонной полосе между наклонными сечениями на действие поперечной силы

Несущая способность сечения:

$$Q_{\max} = 614 \quad h_0 = 32.4 \quad \gamma_{b1} = 0.9 \quad Q_{пр} = 0.3 \cdot R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 0.3 \cdot 1.45 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 32.4 = 1268.0$$

$$\text{Коэффициент использования} \quad K_{исп1} = \frac{Q_{\max} \cdot \gamma_n}{Q_{пр}} = \frac{614 \cdot 1.25}{1268.0} = 0.61 < 1.0$$

Расчет по наклонному сечению на действие поперечной силы

Вариант 1

$$c_x = 40 \quad h_{0x} = 40 \quad Q = 347 \quad \gamma_{b1x} = 0.9$$

$$Q_b = \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 40^2}{40} = 567.0$$

Граничные значения поперечной силы:

$$Q_{b,\min} = 0.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 0.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 40 = 189.0$$

$$Q_{b,\max} = 2.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 2.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 40 = 945.0$$

$$\text{Несущая способность сечения:} \quad Q_{исп1} = Q_b = 567 \quad K_{исп2} = \frac{Q \cdot \gamma_n}{Q_{пр}} = \frac{347 \cdot 1.25}{567} = 0.765$$

Вариант 2

$$c_x = 65 \quad h_{0x} = 32.5 \quad Q_x = 180 \quad \gamma_{b1x} = 0.9$$

$$Q_b = \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 32.5^2}{65} = 230.0$$

Граничные значения поперечной силы:

$$Q_{b,\min} = 0.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 0.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 32.5 = 153.562$$

$$Q_{b,\max} = 2.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0 = 2.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 32.5 = 767.812$$

$$\text{Несущая способность сечения:} \quad Q_{исп2} = Q_b = 230 \quad K_{исп3} = \frac{Q \cdot \gamma_n}{Q_{пр}} = \frac{180 \cdot 1.25}{230} = 0.978$$

Вариант 3 $c_s = 52.5$ $h_0 = 35$ $Q_s = 263$ $\gamma_{bt} = 0.9$

$$Q_{s, \text{расч}} = \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{bt} \cdot 100 \cdot h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 35^2}{52.5} = 331.0$$

Граничные значения поперечной силы:

$$Q_{s, \text{min}} = 0.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{bt} \cdot 100 \cdot h_0 = 0.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 35 = 165.375$$

$$Q_{s, \text{max}} = 2.5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{bt} \cdot 100 \cdot h_0 = 2.5 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 35 = 826.875$$

Несущая способность сечения: $Q_{s, \text{расч}} = Q_b = 331$ $K_{\text{расч}} = \frac{Q \cdot \gamma_n}{Q_{\text{расч}}} = \frac{263 \cdot 1.25}{331} = 0.993$

Выводы: Принятое армирование плиты покрытия превышает требуемое по расчету. Несущая способность плиты покрытия обеспечена.

9 Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента и проверка давлений на грунт основания по ШПС

Геологические условия площадки приняты по данным технического отчета по результатам инженерно-геологических изысканий «Хвостовое хозяйство Ковдорского ГОКа. Реконструкция», выполненного ООО «СевИнжГео» в 2022 году. Грунт основания коллектора различный его по длине (ИГЭ 10, ИГЭ 11, ИГЭ 12, ИГЭ 14, ИГЭ15, ИГЭ 16а, ИГЭ 16б). Характеристики грунтов приведены в таблице далее.

Таблица 4 Характеристики грунтов

№ ИГЭ	E, Мпа	c _v , кПа	c _{нп} , кПа	φ _v , град	φ _{нп} , град	ρ, кН/м ³	Предел прочности на одноосное сжатие R _c , Мпа
10	34,4	22	23,3	26	27	20,8	
11	24,8	29,8	31,4	23	24	19,6	
12	28,2	30,4	32,3	27	29	19,9	
14	31,9	27,1	29,8	22	25	20,8	
15	23,9	19,7	22,5	28	30	22,4	
16а	Скальный грунт					27,7	24,9
16б	Скальный грунт					28,1	86,9

Таблица 8 Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента и проверка давлений на грунт основания по ШПС

Грунт основания	Определение расчетного сопротивления грунта основания														Давления на основания*			Проверки			
	γ _{c1}	γ _{c2}	k	k _z	γ _{нп} , кН/м ³	γ _{нп} ⁰ , кН/м ³	b, м	d ₁ , м	d _{нп} , м	c _{нп} , кПа	φ _{нп} , град	M _γ	M _φ	M _c	R, кПа	R _{ср} , кПа	R _{max} , кПа	R _{min} , кПа	R _{ср} < R?	R _{max} < 1,2R	Наличие отрыва
I - Начало эксплуатации																					
ИГЭ10	1,25	1	1	1	11,79	5,77	3,84	4,57	0	23,3	27	0,9	4,6	7,1	412,4	105	105	105	0,25	0,21	Отрыва нет
ИГЭ11	1,25	1	1	1	10,71	5,77	3,84	4,57	0	31,4	24	0,7	3,9	6,5	417,7						
ИГЭ12	1,25	1	1	1	10,95	5,77	3,84	4,57	0	32,3	29	1,1	5,3	7,7	538,5						
ИГЭ14	1,4	1	1	1	11,89	5,77	3,84	4,57	0	29,8	25	0,8	4,1	6,7	479,8						
ИГЭ15	1,4	1	1	1	13,08	5,77	3,84	4,57	0	22,5	30	1,2	5,6	8	537,7						
II - Конец эксплуатации																					
ИГЭ10	1,25	1	1	1	11,79	5,77	3,84	21	0	23,3	27	0,9	4,6	7,1	962,2	790	793	788	0,90	0,75	Отрыва нет
ИГЭ11	1,25	1	1	1	10,71	5,77	3,84	21	0	31,4	24	0,7	3,9	6,5	876,3						
ИГЭ12	1,25	1	1	1	10,95	5,77	3,84	21	0	32,3	29	1,1	5,3	7,7	1161						
ИГЭ14	1,4	1	1	1	11,89	5,77	3,84	21	0	29,8	25	0,8	4,1	6,7	1025						
ИГЭ15	1,4	1	1	1	13,08	5,77	3,84	21	0	22,5	30	1,2	5,6	8	1280						

* Положительное значение давления означает прижим

10 Расчет на прогрессирующее обрушение

10.1 Исходные данные для расчетов на прогрессирующее обрушение

Проверочный расчет конструкций водоподводящих железобетонных коллекторов на прогрессирующее обрушение производится с учетом отказа наиболее нагруженных участков стены и плиты покрытия (с габаритами 1×1 м).

Расчёты конструкций выполнены в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия». СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения».

При расчетах на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение используются следующие положения:

- расчет выполняется для комбинации загружений, включающие постоянные, длительные и кратковременные нагрузки;
- несущая способность элементов определяется только для первой группы предельных состояний (прочность и устойчивость);
- конструкции рассчитываются на действие нормативных значений нагрузок;
- при проверке элементов принимаются нормативные значения характеристик материалов;
- коэффициент надежности по ответственности принимается $\gamma_n=1,0$;
- коэффициенты сочетания нагрузок принимаются как для особого сочетания;

10.2 Расчет конструкций коллектора при отказе наиболее нагруженного участка стены (расчетная ситуация №1)

В качестве расчетной ситуации при расчете на устойчивость к прогрессирующему обрушению принят отказ наиболее нагруженного участка стены.

Расчет выполнен в физически нелинейной постановке.

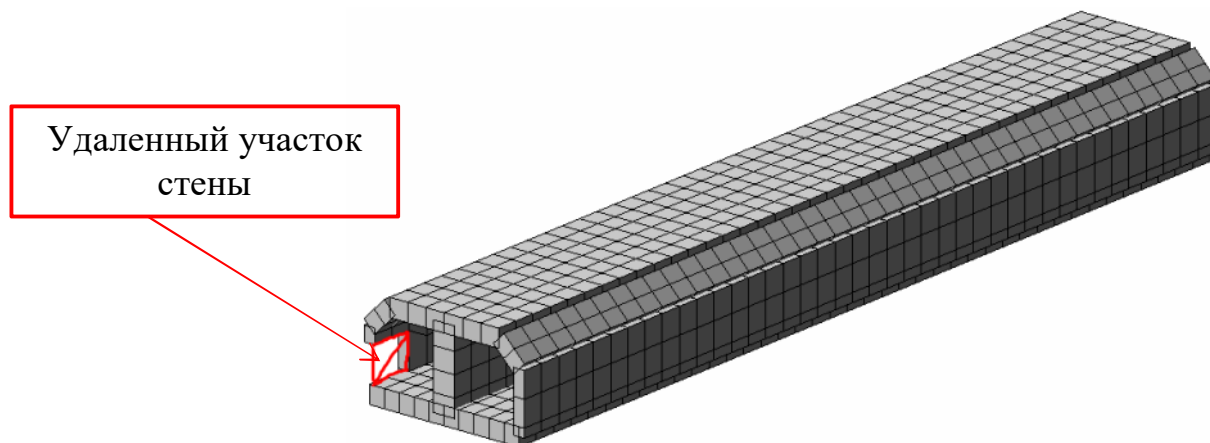


Рисунок 14 - Схема расположения удаляемого участка стены

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления участка стены, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, перераспределением усилий на неповрежденные участки стены.

Проверка несущей способности конструкций произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

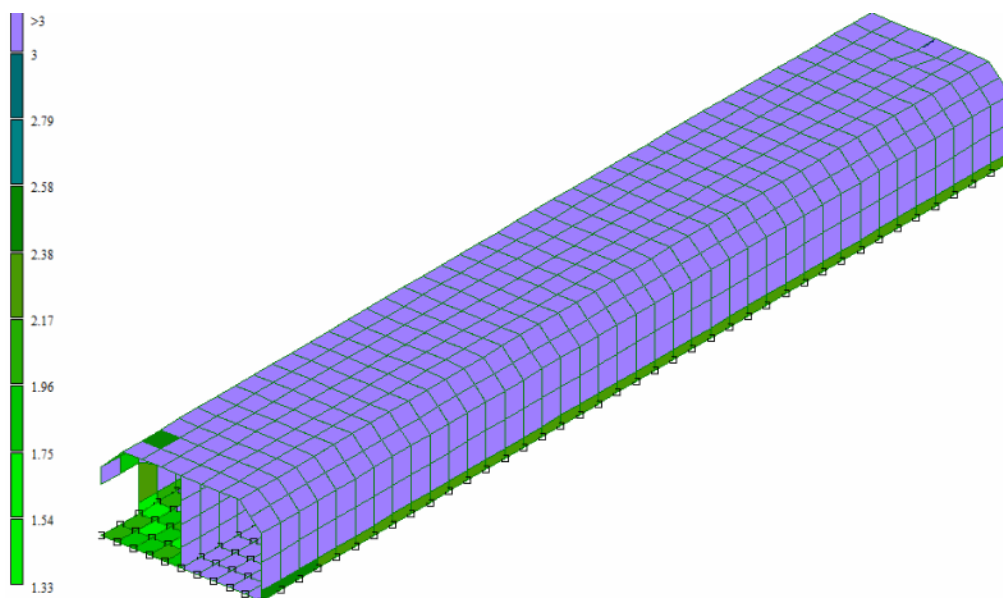


Рисунок 15 - Значения коэффициентов использования несущей способности конструкций

Несущая способность элементов обеспечена.

10.3 Расчет конструкций коллектора при отказе наиболее нагруженного участка плиты покрытия (расчетная ситуация №2)

В качестве расчетной ситуации при расчете на устойчивость к прогрессирующему обрушению принят отказ наиболее нагруженного участка плиты покрытия.

Расчет выполнен в физически нелинейной постановке.

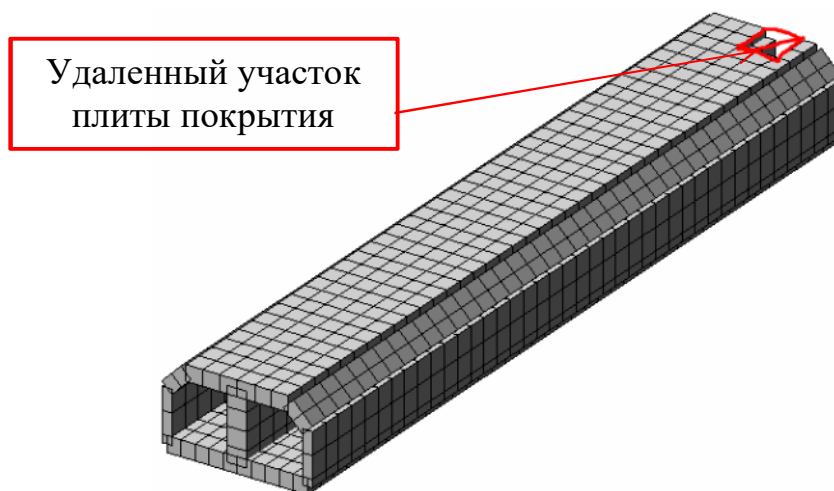


Рисунок 16 - Схема расположения удаляемого участка плиты покрытия

Анализ вторичной расчетной схемы, полученной из первичной путем удаления участка плиты покрытия, показывает, что система стремится обрести новое равновесное состояние, перераспределением усилий на неповрежденные участки плиты покрытия.

Проверка несущей способности конструкций произведена в автоматическом режиме и приведена ниже.

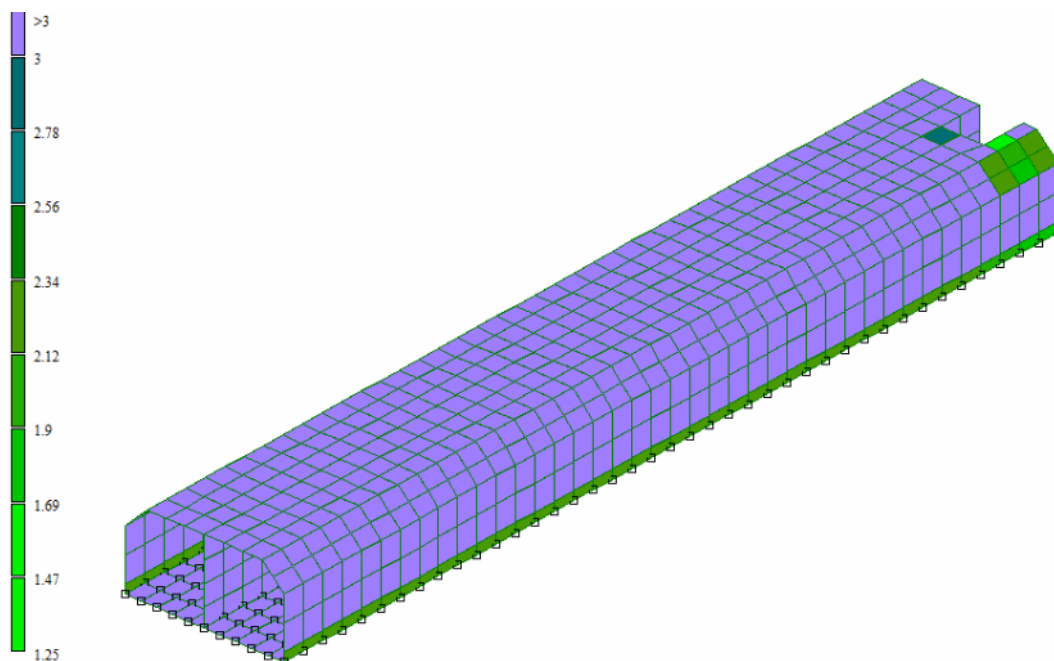


Рисунок 17 - Значения коэффициентов использования несущей способности конструкций

Несущая способность элементов обеспечена.

ВЫВОД: Так как несущая способность элементов при всех рассмотренных сценариях аварийной ситуации обеспечена, можно сделать вывод, что сооружение устойчиво к прогрессирующему обрушению.

11 Заключительная часть

По результатам выполненных расчетов можно сделать следующие выводы:

- Обеспечена несущая способность фундаментной плиты коллектора;
- Обеспечена несущая способность стен коллектора;
- Обеспечена несущая способность плит покрытия коллектора;
- Давление под подошвой не превышает расчетное сопротивление грунта;
- Сооружение устойчиво к прогрессирующему обрушению.

Таблица регистрации изменений

Таблица регистрации изменений								
Изм.	Номера листов (страниц)				Всего листов (страниц) в док.	Номер док.	Подп.	Дата
	изме- ненных	заме- ненных	НОВЫХ	аннули- рованных				