

1. Принципиальные расчетные положения

Цель расчета: определить перемещения узлов конструкции, напряжения и усилия в элементах конструкции, требуемое армирование железобетонных элементов и сечения металлических элементов, их несущую способность, оценить устойчивость здания.

1.1. Описание расчетной схемы.

Пространственные статические расчеты выполнены методом конечных элементов (КЭ), с помощью сертифицированного программного комплекса «Ли́ра 2013 R5» Расчеты выполнялись по схеме совместного деформирования здания и основания с использованием пространственной расчетной модели. Под действием нагрузок все подземные конструкции деформируются, причем на тех участках, где перемещения происходят в сторону грунта, обладающего упругими свойствами,

возникают реактивные усилия упругий отпор. Моделирование упругого отпора осуществлялось по гипотезе местных деформаций Фусса-Винклера (или гипотезе коэффициента постели). Для учета сил упругого отпора по этой гипотезе действие сплошной упругой среды имитировалось системой упругих связей по модели линейно-деформируемого полупространства.

1.2. Расчетная схема металлического каркаса.

В расчетных схемах колонны и балки моделировались с помощью конечного элемента "стержень", Наружные стеновые навесные самонесущие панели учитывались как

нагрузка на стойку фахверка и колонну приложенная от веса панелей на балки фахверка. Опирание колонн на фундаменты принято жестким. Функцию ригеля каркаса выполняет плоская ферма, все соединения шарнирные.

Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечивается работой связей.

1.2.1 Расчетная схема сборного металлического каркаса.

В расчетных схемах колонны и балки моделировались с помощью конечного элемента и "стержень".

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
			ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР						
Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата				

положительные w_+ и отрицательные w_- воздействия ветровой нагрузки, нормативные значения которых определяются по формуле $w_{+(_)} = w_0 k(z_e) [1 + \zeta(z_e)] c_{p, _} v_{+ _}$ с учетом коэффициента надежности γ_f , **которыми нагрузим конструктивную схему:**

Для наветренной стороны = $(23 * 0,86 * (1 + 0,914) * 1,2 * 0,75) 1,4 * 1,3 = 62,01 = \{0,63\}$ кПа/м²

Для подветренной стороны = $(23 * 0,86 * (1 + 0,914) * 1,2 * 0,65) 1,4 * 1,3 = 53,74 = \{0,55\}$ кПа/м²

где w_0 — нормативное значение давления ветра (см. 11.1.4);

z_e — эквивалентная высота (см. 11.1.5);

$k(z_e)$ и $\zeta(z_e)$ — коэффициенты, учитывающие, соответственно, изменение давления и пульсаций давления ветра на высоте z_e (см. 11.1.6 и 11.1.8);

$c_{p \ (+)}$ — пиковые значения аэродинамических коэффициентов положительного давления (+) или отсоса (-); $c_{p+} = 1,2$, c_{p-} и принимаем для стены зону В = -1,2

v — коэффициенты корреляции ветровой нагрузки, соответствующие

положительному давлению (+) и отсосу (-); значения этих коэффициентов приведены в таблице 11.8 в зависимости от площади ограждения А, с которой собирается ветровая нагрузка; принимаем $v = 0,75$;

коэффициент надежности $\gamma_f = 1,4$, обеспечивающий компенсацию теряющейся

со временем прочности материалов конструкций. (п.10.12 СП 20.13330.2016);

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$ для равномерно распределенных нагрузок принимаем для нормативного значения до 2 кПа, для всех нагрузок действующих на расчетную схему;

Нагрузка от ветрового давления на буквенную ось здания

Рассчитана и представлены в табличном виде, смотрите таблицу 1.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата	ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР			

Тип местности	В	Размеры здания	
Козф-т надежности по нагрузке, γ_f	1.4	b=	159 м
Козф-т надежности по назначению, γ_n	1	a=	61 м
Нормативное значение ветрового давления на 1м ² , w_0	23	кг	h= 21 м

Ce	k(z _{ce}) стат.	Статич. Давление, w _{ст}	Коэффициент пульсации давления ветра ζ(z _{ce})	ρ	χ	v	Динамич. Давление w _р	Суммарное давление w=w _{ст} +w _р
Ветер вдоль основной рамы								
Наветренная сторона:								
0.80	0.86	22	0.914	61	21	0.65	13	35
Подветренная сторона:								
-0.50	0.86	-14	0.914	61	21	0.65	-8	-22
Боковые поверхности								
для зоны А шириной 8.4 м								
-1.00	0.86	-28	0.914	63.6	21	0.65	-16	-44
для зоны В шириной 33.6 м								
-0.80	0.86	-22	0.914	63.6	21	0.65	-13	-35
для зоны С шириной 19 м								
-0.50	0.86	-14	0.914	63.6	21	0.65	-8	-22
Ветер поперек основной рамы								
Наветренная сторона:								
0.80	0.86	22	0.914	159	21	0.52	11	33
Подветренная сторона:								
-0.50	0.86	-14	0.914	159	21	0.52	-7	-20
Боковые поверхности								
для зоны А шириной 8.4 м								
-1.00	0.86	-28	0.914	24.4	21	0.75	-19	-47
для зоны В шириной 33.6 м								
-0.80	0.86	-22	0.914	24.4	21	0.75	-15	-37
для зоны С шириной 117 м								
-0.50	0.86	-14	0.914	24.4	21	0.75	-9	-23

Таблица 1 Расчет ветровой нагрузки по СП 20.13330.2016

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата	ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР	

Конструкция ригелей пролетного строения выполнена из стальных плоских ферм с профилем квадратного сечения типа «Молодечно» в элементах её конструкции; Конструкция колонн здания выполнена из стальных двухступенчатых опор; Для сопряжения конструкций покрытия и ограждающих конструкций по типу сэндвич панелей, толщиной 150мм и весом кровельной панели 1 м² с пенополистеролом = 14,7 кг, запроектирован фахверк из металлического гнутого профиля квадратного сечения 250мм и прогоны из двутавра. Нагрузка на балки фахверка = высота между балками 6,3м * на вес панели 14,7кг/м² = 93кг/м*1,4 = **130,2кг/м**

Планировочные отметки приняты на основании чертежей АС заданных архитектором.

Вес от снегового покрова (по СП 2013330.2016 - 150кгс/м²)

Нагрузка от снегового давления на 1м² принята по СП и рассчитана по формуле:

10.1 Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g = 1 * 1 * 1 * 150 = 150 * 1,4 * 1,1 * 1,2 = \underline{\underline{277 \text{ кгс/м}^2}}$$

где c_e — коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5—10.9; Принимаем $c_e = 1$

c_t — термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.10; Принимаем $c_t = 1$

μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4; Принимаем $\mu = 1$

S_g — нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с 10.2. Принимаем $S_g = 150$

коэффициент надежности $\gamma_f = 1,4$, обеспечивающий компенсацию теряющейся со временем прочности материалов конструкций. (п.10.12 СП 20.13330.2016)

При расчете прогонов покрытий учтена локальная неравномерность снегоотложений введением дополнительного коэффициента $\mu = 1,1$ к нормативным значениям снеговой равномерно распределенной нагрузки (п.10.4 примечание 4, СП 20.13330.2016).

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$ для равномерно распределенных нагрузок принимаем для нормативного значения до 2 кПа, для всех нагрузок действующих на расчетную схему;

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ для равномерно распределенных нагрузок принимаем для нормативного значения свыше 2 кПа, для всех нагрузок

Взам. инв. №	Подпись и дата	Инв. № подл.	ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР						Лист
			Изм.	Кол.уч	Лист	Нодок	Подп.	Дата	РР

действующих на расчетную схему.

Сбор нагрузок на несущие элементы каркаса здания от кранов, группа работы К5

Собственный вес 70Ш8 подкрановой балки по ГОСТ Р 57837-2017: – $518,3 \cdot 16 \cdot 1,05 \cdot 1,4 = 12190$ кг, после принимается по расчетному сечению;

Собственный вес КР70 по ГОСТ 4121-96: – $46,1 \cdot 16 \cdot 1,05 \cdot 1,4 = 1084$ кг;

Итого: собственный подкрановый вес $12190 + 1084 = \underline{13,274 \text{ т}}$

По п.9.18 СП 20.13330.2016 принимаем расчетный коэффициент, для групп работы К1 - К6 учитывающий работу двух кранов с одной стороны кранового пути, коэффициент $\psi_t = (0,85)$.

Нагрузка на опору крайнего ряда равна: $(36 \text{ т} \cdot 4) \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,4 = \underline{215,9 \text{ т}}$

Нагрузка на опору с одной стороны среднего ряда равна: $(36 \text{ т} \cdot 4) \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,4 = \underline{215,9 \text{ т}};$

Пониженная нагрузка на опору крайнего ряда равна: $(36 \text{ т} \cdot 4) \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,4 \cdot 0,5 = \underline{107,96 \text{ т}};$

Пониженная нагрузка на опору с одной стороны среднего ряда равна: $(36 \text{ т} \cdot 4) \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,4 \cdot 0,5 = \underline{107,96 \text{ т}};$

где, 36 тонн – нагрузка по паспорту кранового оборудования на одно колесо крана; 4 – количество колес с одной стороны на опоре среднего и крайнего рядов;

по п.9.8 СП 20.13330.2016 принимаем $\gamma_f = 1,2$

Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной вдоль кранового пути и вызываемой торможением моста крана тормозными колесами, принимаем по п.9.3 равным 0,1: для крайней опоры $= (36 \text{ т} \cdot 2) \cdot 0,1 = 7,2 \text{ т} \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,4 = \underline{10,8 \text{ т}}$, для средней опоры $= (36 \text{ т} \cdot 2) \cdot 0,1 = 7,2 \text{ т} \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,4 = \underline{10,8 \text{ т}}$.

Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением электрической тележки, принимаем равным для кранов с гибким подвесом груза 0,05: $= 51 + 9,4 = (60,4 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 1,4 \cdot 0,05) = \underline{5,32 \text{ т}}$, где 9,4 т вес тележки по техническим характеристикам кранового оборудования представленного заказчиком.

Пониженное значение крановых нагрузок принимаем 0,5 — для групп режимов работы кранов 4К—6К;

по п.9.8 СП 20.13330.2016 принимаем $\gamma_f = 1,2$

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,05$ для веса оборудования и материалов по п.8.1.4, а так же для веса строительных конструкций по п.7.2 СП 20.13330.2016; Коэффициент надежности $\gamma_f = 1,4$, обеспечивающий компенсацию теряющейся со временем прочности материалов конструкций. (п.10.12 СП 20.13330.2016);

Сбор нагрузок от кранов на подкрановую балку

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

Собственный вес КР70 по ГОСТ 4121-96: = $46,1 \cdot 6,02 \cdot 1,05 \cdot 1,4 = 408 \text{ кг}$;

Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок, в том числе при проверке местной устойчивости стенок балок, принимаем равным $\gamma_f = 1,2$ для всех режимов работы, п.9.8 СП 20.13330.2016;

Коэффициент по п.9.9 принимаем равным $\gamma_f = 1,2$ для К5 режима работы, СП 20.13330.2016;

Коэффициент по п.9.10 принимаем равным $\gamma_f = 1,2$, СП 20.13330.2016;

Нагрузка на подкрановую балку крайнего ряда от одного колеса равна:

$$(36\text{т}) \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 93,275\text{т} + 0,408 = \underline{93,683\text{т}};$$

Нагрузка на подкрановую балку среднего ряда от одного колеса равна:

$$(36\text{т}) \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 93,275\text{т} + 0,408 = \underline{93,683\text{т}};$$

Коэффициент надежности $\gamma_f = 1,4$, обеспечивающий компенсацию теряющейся со временем прочности материалов конструкций. (п.10.12 СП 20.13330.2016);

Сбор нагрузок от РСУ на фундамент

Сумма всех вертикальных нагрузок на каждый отдельно стоящий фундамент мелкого заложения среднего ряда на вертикальную ось Z от нормальной силы $N = 6492 \text{ кН}$, от изгибающего момента $M_y = 18 \text{ кН/м}$, от поперечной силы $Q_z = 32,37 \text{ кН}$

Сумма всех вертикальных нагрузок на каждый отдельно стоящий фундамент мелкого заложения крайнего ряда на вертикальную ось Z от нормальной силы $N = 3872 \text{ кН}$, от изгибающего момента $M_y = 55,31 \text{ кН/м}$, от поперечной силы $Q_z = 31,12 \text{ кН}$.

Расчет выполнен на следующие загрузки:

1. Постоянное
2. Длительное
3. Кратковременное
4. Ветровое (с учетом пульсационной составляющей в статическом нагружении).

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

3. Правила чтения результатов расчета.

В приведенном в отчете результатах расчетов (приложение №2) приняты следующие правила.

Линейные перемещения считаются положительными, если они направлены вдоль осей координат. Положительные угловые перемещения соответствуют вращению против часовой стрелки, если смотреть с конца соответствующей оси. Перемещения имеют следующую индексацию:

X - линейное по оси X;

Y - линейное по оси Y;

Z - линейное по оси Z.

Универсальный пространственный стержневой КЭ элемент воспринимает следующие виды усилий:

N - осевое усилие; положительный знак соответствует растяжению.

M изгибающий момент относительно оси Y1; Y положительный знак соответствует

действию момента против часовой стрелки, если смотреть с конца оси Y1, на сечение, принадлежащее концу стержня.

M изгибающий момент относительно оси Z1; Z положительный знак соответствует

действию момента против часовой стрелки, если смотреть с конца оси Z1, на сечение, принадлежащее концу стержня.

Прямоугольный пространственный КЭ оболочки воспринимает следующие виды усилий, напряжений и реакций:

N нормальное напряжение вдоль оси X1; X положительный знак соответствует растяжению.

N нормальное напряжение вдоль оси Y1; Y положительный знак соответствует растяжению.

M момент, действующий на сечение, ортогональное оси X1; X положительный знак

соответствует растяжению нижнего волокна (относительно оси Z1).

M момент, действующий на сечение, ортогональное оси Y1; Y положительный знак

соответствует растяжению нижнего волокна (относительно оси Z1).

R реактивный отпор грунта (при расчете оболочек на упругом Z основании); положительное усилие действует по направлению оси Z1 (грунт растянут).

4. Выводы

1. Величины усилий по элементам каркаса здания не превышают предельных значений.

2. Армирование железобетонных конструкций достаточно для восприятия расчетных нагрузок.

3. Расчетные осадки изменяются в пределах от 21мм до 32мм.

Относительная разность осадок менее 0,001.

В соответствии с СП 22.13330.2011 предельные деформации основания: осадка – 120мм, относительная разность осадок - 0,002.

4. В принятых конструктивных решениях пространственная жесткость и устойчивость здания обеспечены.

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист

РР

5. Список литературы

- 1. СП 20.13330.2016 "Нагрузки и воздействия"
- 2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции.
- 3. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений.
- 4. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции.
- 5. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного натяжения арматуры. М., 2004 г

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
			ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР						
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата				

Приложение 1

Расчет оснований и фундаментов

Каждый составляющий ИГЭ (инженерно-геологический элемент) описывается следующими характеристиками грунта:

- Модуль деформации E ;
- Коэффициент Пуассона μ ;
- Удельный вес грунта g ;
- Влажность W ;
- Показатель текучести IL ;
- Водонасыщенность (да, нет);
- Коэффициент пористости e ;
- Удельное сцепление c ;
- Угол внутреннего трения j .

Расчетно-пояснительная записка к расчету верхней ступени опоры (подколонника) под колонну среднего ряда

1. Расчет верхней ступени опоры (подколонника) среднего ряда по первому предельному состоянию с учетом рекомендаций СП 63.13330.2018 по пособию к СП 63.13330 выполнен на примере №38 стр.168

База ветви пространственной колонны опирающейся на фундамент и нагруженной максимальным усилием действующим центрально на опору $N/\max = 330.9T * 9,81 = 3246$ кН.

Фундамент из тяжелого бетона, класс бетона В25 ($R/b = 14,5 = 1,45$ кН/см²/)

Проверяем прочность бетона на местное сжатие. Расчет производим в соответствии пунктам 3.2.69 и 3.2.70 пособия к СП 63.13330

Площадь смятия равна площади закладной детали $A/b.\text{loc} = 550 * 450 = 2475$ см²/

Коэффициент $\varphi/b = 0,8(A/b,\max/A/b.\text{loc})^{1/2} = 0,8(3000/2475)^{1/2} = 0,88$, тогда $R/b.\text{loc} = \varphi/bR/b =$

$$0,88 * 1,45 = 1,28$$

Проверяем условие (3,170) принимая $\psi = 1$, как при равномерном распределении местной нагрузки $\psi * R/b.\text{loc} * A/b.\text{loc} = 1 * 1,28 * 2475 = 3168 < N = 3246$ кН, то есть, прочность бетона на местное сжатие не обеспечена, и поэтому косвенное армирование назначаем расчетом. Принимаем косвенное армирование в виде сеток из арматуры класса А500 диаметром 8мм с ячейками 100x100мм и шагом $s = 100$ мм ($R/s,xy = 435$ мПа).

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист

РР

Проверяем прочность согласно 3.2.70.

Определяем коэффициент косвенного армирования по формуле (3.176).

Количество стержней в сетке $n/x = 6$ шт по $l/x = 50$ см и $n/y = 7$ шт по $l/y = 60$ см;
 $A/sx = A/sy = 0,503 \text{ см}^2 / (\text{Ø}8)$;

$A/b.\text{loc},ef = 50 \times 60 = 3000 \text{ см}^2$; тогда

$$\mu/s,xy = n/xA/sxl/x + n/yA/syl/y / A/b.\text{loc},efs = 6 \times 0,503 \times 50 + 7 \times 0,503 \times 60 / 3000 \times 10 = 0,01207$$

$$\text{Коэффициент } \varphi/s,xy = (A/b.\text{loc},ef / A/b.\text{loc})^{1/2} = (3000 / 2475)^{1/2} = 1.1.$$

Приведенное расчетное сопротивление бетона определяем по формуле (3,174)

$$R/bs,\text{loc} = R/b.\text{loc} + 2\varphi/s,xyR/s,xy\mu/s,xy = 1,28 \times 2 \times 1,1 \times 43,5 \times 0,01207 = 1,48 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем условие (3,173)

$$\psi R/bs,\text{loc} A/b.\text{loc} = 1 \times 1,48 \times 2475 = 3663 \text{ кН} > N/\text{max} = 3246 \text{ кН}, \text{ то есть прочность бетона обеспечена.}$$

Сетки устанавливаем на глубину 30 см сверху подколонника и на высоту 30 см снизу подколонника, и для армирования ядра сечения, устанавливаем сетки из арматуры класса А500 диаметром 12 мм с шагом ячейки 150x150 по периметру верхней ступени опоры (подколонника).

Дополнительно, вертикальные стержни сеток Г-образно выгибаем для сопряжения их с нижней сеткой опорной плиты, согласно требованиям п.10.4.14, п.10.3.24, п.10.3.25, п.10.3.30, п.10.4.9 СП 63.13330.2018. по периметру и в глубину, см. чертежи марки КЖ.

Расчетно-пояснительная записка к расчету опорной плиты фундамента под колонну среднего ряда

1. Выбор глубины заложения фундамента:

Вид сооружения - Сквозная опора под крановую нагрузку и шатровое покрытие, состоящая из двух ветвей связанных между собой вертикальными и распорными связями. Глубина заложения фундамента принимается согласно СП 22.13330-2016 и определяем по п.5.5.

По формуле (5.4) пункта 5.5.4 находим расчетную глубину промерзания $:d/f = k/h * d/fn$

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Нодок	Подп.	Дата

= 1,1*1,98 = 2,178м. Принимая требования в таблице 5.3, округляем d/f до 2.2м. И принимаем глубину заложения 2.2м ниже абсолютной отметки по скважине 15 равную по абсолютной отметке 199,19м.

На фундамент действуют статические и динамические нагрузки: N=6492кН, M=18 кН/м, Q=32,37 кН.

Примыкающие сооружения отсутствуют. Инженерно-геологические условия слоев ИГИ2 и ИГИ3 однородны.

Подземные воды по результатам ИГИ на площадке строительства не вскрыты.

Грунты основания являются слабопучинистыми (относительная деформация пучения 0,01 д.е.). Глубина нормативного промерзания по результатам ИГИ составляет до 1,98м.

2. Определение размеров подошвы фундамента:

Размер подошвы определяется из условия, что напряжения под подошвой фундамента должны быть меньше расчетного сопротивления грунта.

Подбор требуемой площади подошвы фундамента:

Требуемую площадь A/тр подбираем расчетом.

3. Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле 5.7 СП 22.13330.2016, где по главенствующему на расчетной глубине (H=2,2м) слою ИГИ3 принимаем расчетные значения: грунт основания - суглинок тугопластичный, с коэффициентом пористости e = 0,515 и естественной плотностью p = 2050 кг/м3, угол внутреннего трения φ = 21°, удельное сцепление грунта c = 34 кПа, q - принимаем равным единице, по таблице 5.5 СП 22.13330.2016 для φ = 21° находим M/γ = 0,56, M/q = 3,24 и M/c = 5,84. Соотношение L/H = 180/21 = 8.57, по таблице 5.4 СП 22.13330.2016 находим коэффициенты γ/c/1 = 1,2 и γ/c/2 = 1.0

4. Определяем удельный вес грунта несущего слоя и вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента считаем по аналогичному параметру: γ/II = 10 * 2050 = 0,0205 МН/м3 и γ'/II = 10 * (1890+1950)/2 = 0,0192 МН/м3.

Найдем расчетное сопротивление в основании фундамента:

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата

$$R = 1,2 * 1,0 / 1 (0,56 * 1 * 4 * 20,5 + 3,24 * 2,2 * 19,2 + 5,84 * 34) = 458 \text{ кПа}$$

5. Максимальное давление под подошвой фундамента:

Находим момент сопротивления площади подошвы фундамента $W/x = (b * l^2) / 6 = 10,67 \text{ м}^3$

$p/\text{max} = 6492 / 16 + 20 * 2,2 + (18 + 32,37 * 2,2) / 10,67 = 458 \text{ кПа}$, что меньше либо равно расчетному сопротивлению грунта, то есть условие устойчивости - удовлетворяется.

$$p/\text{min} = 6492 / 16 + 20 * 2,2 - (18 + 32,37 * 2,2) / 10,67 = 441 \text{ кПа}$$

$$p/\text{cp} = (p/\text{max} + p/\text{min}) / 2 = (458 + 441,39) / 2 = 450 \text{ кПа}$$

Для исключения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

$$p/\text{max} = 458 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 * 458 = 550 \text{ кПа}$$

$$p/\text{min} = 441 \text{ кПа} > 0$$

$$p/\text{cp} = 450 \text{ кПа} < R = 458 \text{ кПа}$$

Все условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако, проведем проверку на недонапряжения;

$$|(p/\text{cp} - R) / p/\text{cp}| * 100\% = |(450 - 458) / 450| * 100\% = 1,78\% < 10\%$$
, следовательно, фундамент запроектирован экономично.

6. Эксцентриситет от максимальной нагрузки:

$e = 18 + 32,37 * 2,2 / 6492 + 20 * 2,2 * 16 = 0,012 \text{ м}$, т. е. $\epsilon = e / l = 0,012 / 4 = 0,003 < \epsilon / u = 0,25$. Таким образом, принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям, ограничивающим краевое давление и относительный эксцентриситет нагрузки.

7. Расчет на опрокидывание, при соотношении здания $L/H = 180/21 = 8.57$ нецелесообразен по таблице СП и выполнен условно для информативности:

Определяем удерживающий момент конструкции, $M/\text{уд} = P/\Phi + P/K + P/\Gamma P * 0,9 * L/\phi/2 = (221 \text{ кН} + 6492 \text{ кН} + 698 \text{ кН}) 0,9 * 4 \text{ м} / 2 = 12956 \text{ кН} * \text{м}$

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

Вычисляем коэффициент запаса, $K/1 = M/уд/M/опр \geq 1 = 13340/18 = 741$, условие проверки удовлетворяется.

Расчет на осадку фундамента произведен методом послойного суммирования по №15. Результат расчета прилагается. Расчет показал следующие результаты, максимальная осадка по сжимающей толщии скважины 6,4м составила 32мм, что намного меньше предельно допустимой в таблице СП = 12см.

Расчет фундамента по прочности (класс бетона В25):

Расчет прочности рабочей высоты нижней ступени h/01 фундамента на продавливание осуществляется по формуле:

$$F \leq \frac{bR}{b/m} = 1,0 \cdot 1050 \cdot 0,95 \cdot 0,25 = 249,37 \text{ кН}$$

где $b/m = b/n + h/01 = 0,7 + 0,25 = 0,95$

b/n = 0,7м - ширина в плане подколонника, принятая по расчету.

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

$$F = p/\max \cdot A/0 = 414,11 \cdot 0,16 = 66,26 \text{ кН.}$$

где $A/0$ – площадь прямоугольника определяется по формуле:

$$A/0 = 0,5b/f (1/f - 1/l - 2h/01) - 0,25(b/f - b/l - 2h/01)^2 = 0,5 \cdot 4 \cdot (4 - 2,6 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 \cdot (4 - 0,7 - 2 \cdot 0,25)^2 = 1,8 - 1,96 = -0,16 \text{ м}^2$$

$$h/01 = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м}$$

$$h/l = 0,3$$

где, p/\max - максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах,

$$\text{определяется по формуле: } p/\max = 6492/16 + (18 + 32,37 \cdot 2,2)/10,67 = 414,11 \text{ кПа}$$

Итак, $F = 95,24 \text{ кН} < 249,37 \text{ кН}$, вывод: принятая конструкция фундамента удовлетворяет условиям прочности на продавливание, без установки поперечной арматуры и высота $h/l = 0,3 \text{ м}$ плитной части достаточна.

10. Определение площади сечения арматуры плитной части.

Изгибающий момент вдоль большей стороны подколонника:

$$M/x1 = 1/l - l/2 \cdot b/f/6 \cdot (2 \cdot p/\max + p/l - l) = (0,72/ \cdot 4 \cdot (2 \cdot 414,11 + 411,18))/6 = 404,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$p/l - l$ - давление грунта в сечении I-I определяем по формуле = $p/\min + (1/f - 1/l - l)(p/\max - p/\min)/f = 397,39 + (4 - 0,7)(414,11 - 397,39)/4 = 411,18 \text{ кПа}$,

где $1/f = 4 \text{ м}$ - длина подошвы фундамента,

$1/l - l = 0,75 \text{ м}$ - расстояние от края плиты фундамента до края подколонника,

b/f = ширина подошвы фундамента,

$$p/\min = 6492/16 - (18 + 32,37 \cdot 2,2)/10,67 = 397,39 \text{ кПа}$$

$$A/x1 = M/x1/0,9h/01 \cdot R/s = 404,88/0,9 \cdot 0,25 \cdot 435000 = 0,0041 \text{ м}^2 \approx 41 \text{ см}^2$$

где, $R/s = 435 \text{ мПа}$ - расчетное сопротивление арматуры растяжению, для арматуры класса А500,

0,9 - коэффициент запаса, принимаемый согласно рекомендациям СП 63.13330-

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

2018

В виду того, что в принятой конструкции фундамента не возникает отрицательного давления подошвы, проверку на обратный момент делать не требуется.

Изгибающий момент вдоль меньшей стороны подколонника от реактивного давления (отпора) грунта:

$$M/y1 = p/гр((b/f-b/n)^2/l/f)/8 = (405,75*(4-0,7)^2/*4)/8 = 2209,3 \text{ кН*м}$$

где, реактивная сила (отпор) грунта - $p/гр = N / b/fl/f = 6492/16 = 405,75 \text{ кПа}$

$$A/y1 = M/y1/0,9h/01 * R/s = 2209,3/0,9*0,25 * 435000 = 0,0226 \text{ м}^2 \in 226 \text{ см}^2$$

где, $R/s = 435 \text{ мПа}$ - расчетное сопротивление арматуры растяжению, для арматуры класса А500,

0,9 - коэффициент запаса, принимаемый согласно рекомендациям СП 63.13330-2018

Производим подбор диаметра и количество стержней для оси X:

Задаемся шагом стержней $S = 150 \text{ мм}$, $A/sx1 = 41 \text{ см}^2/$, количество стержней принимаем - $n = 4/0,15 = 27 \text{ шт.}$ Тогда $A/sx1гр/ = A/sx1/n = 41/27 = 1,518 \text{ см}^2/$.

Принимаем диаметр одного стержня $\emptyset 14 \text{ мм}$ ($A/s = 1,54 \text{ см}^2/$).

Производим подбор диаметра и количество стержней для оси Y:

Задаемся шагом стержней $S = 150 \text{ мм}$, $A/sy1 = 226 \text{ см}^2/$, количество стержней принимаем - $n = 4/0,15 = 27 \text{ шт.}$ Тогда $A/sy1гр/ = A/sy1/n = 226/27 = 8,37 \text{ см}^2/$.

Принимаем диаметр одного стержня $\emptyset 36 \text{ мм}$ ($A/s = 10,18 \text{ см}^2/$).

Так как ширина подошвы фундамента $b/f > 3 \text{ м}$, то подошву фундамента армируем двумя арматурными сетками, с рабочей арматурой в двух направлениях. Схемы армирования смотрите в разделе КЖ

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист

РР

11. Принимаем следующие решения по армированию:

Плитная часть фундамента - арматурная сетка С1 $\emptyset 14 \times \emptyset 36$ А500 шаг 150x150мм,

- арматурная сетка С2 $\emptyset 14 \times \emptyset 36$ А500 шаг 150x150мм,
защитный слой 50/50 от граней плиты до центров крайних стержней арматуры.

Подколонник - поперечная арматурная сетка С1 $\emptyset 8$ А500 шаг 100x100мм.

- продольная арматурная сетка С2 $\emptyset 12$ А500 шаг 150x150мм
защитный слой 50/50 от граней плиты до центров крайних стержней арматуры.

Расчетно-пояснительная записка к расчету верхней ступени опоры
(подколонника) под колонну крайнего ряда

1. Расчет верхней ступени опоры (подколонника) среднего ряда по первому предельному состоянию с учетом рекомендаций СП 63.13330.2018 по пособию к СП 63.13330 выполнен на примере №38 стр.168

База ветви пространственной колонны опирающейся на фундамент и нагруженной максимальным усилием действующим центрально на опору $N/\max = 303,776 \text{ т} * 9,81 = 2980 \text{ кН}$.

Фундамент из тяжелого бетона, класс бетона В25 ($R/b = 14,5 = 1,45 \text{ кН/см}^2$)

Проверяем прочность бетона на местное сжатие. Расчет производим в соответствии пунктам 3.2.69 и 3.2.70 пособия к СП 63.13330

Площадь смятия равна площади закладной детали $A/b.\text{loc} = 550 * 450 = 2475 \text{ см}^2$

Коэффициент $\varphi/b = 0,8(A/b,\max/A/b.\text{loc})^{1/2} = 0,8(3000/2475)^{1/2} = 0,88$, тогда $R/b.\text{loc} = \varphi/bR/b =$

$$0,88 * 1,45 = 1,28$$

Проверяем условие (3,170) принимая $\psi = 1$, как при равномерном распределении местной нагрузки $\psi * R/b.\text{loc} * A/b.\text{loc} = 1 * 1,28 * 2475 = 3168 > N = 2980 \text{ кН}$, то есть, прочность бетона на местное сжатие обеспечена, и поэтому косвенное армирование назначаем конструктивно. Принимаем косвенное армирование в виде сеток из арматуры класса А500 диаметром 8мм с ячейками 100x100мм и шагом $s = 100 \text{ мм}$ ($R/s,xy = 435 \text{ мПа}$).

Проверяем прочность согласно 3.2.70.

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

Определяем коэффициент косвенного армирования по формуле (3.176).

Количество стержней в сетке $n/x = 6$ шт по $l/x = 50$ см и $n/y = 7$ шт по $l/y = 60$ см;
 $A/sx = A/sy = 0,503 \text{ см}^2 / (\varnothing 8)$;

$A/b.loc,ef = 50 \times 60 = 3000 \text{ см}^2$; тогда

$\mu/s,xy = n/x A/sx l/x + n/y A/sy l/y / A/b.loc,efs = 6 \times 0,503 \times 50 + 7 \times 0,503 \times 60 / 3000 \times 10 = 0,01207$;

Коэффициент $\varphi/s,xy = (A/b.loc,ef / A/b.loc) 1/2 = (3000 / 2475) 1/2 = 1.1$.

Приведенное расчетное сопротивление бетона определяем по формуле (3,174)

$R/bs,loc = R/b.loc + 2\varphi/s,xy R/s,xy \mu/s,xy = 1,28 \times 2 \times 1,1 \times 43,5 \times 0,01207 = 1,48 \text{ кН/см}^2$.

Проверяем условие (3,173)

$\psi R/bs,loc A/b.loc = 1 \times 1,48 \times 2475 = 3663 \text{ кН} > N/\max = 3246 \text{ кН}$, то есть прочность бетона обеспечена.

Сетки устанавливаем на глубину 30 см сверху подколонника и на высоту 30 см снизу подколонника, и для армирования ядра сечения, устанавливаем сетки из арматуры класса А500 диаметром 12 мм с шагом ячейки 150x150 по периметру верхней ступени опоры (подколонника).

Дополнительно, вертикальные стержни сеток Г-образно выгибаем для сопряжения их с нижней сеткой опорной плиты, согласно требованиям п.10.4.14, п.10.3.24, п.10.3.25, п.10.3.30, п.10.4.9 СП 63.13330.2018. по периметру и в глубину, см. чертежи марки КЖ.

Расчетно-пояснительная записка к расчету опорной плиты фундамента под колонну среднего ряда

1. Выбор глубины заложения фундамента:

Вид сооружения - Сквозная опора под крановую нагрузку и шатровое покрытие, состоящая из двух ветвей связанных между собой вертикальными и распорными связями. Глубина заложения фундамента принимается согласно СП 22.13330-2016 и определяем по п.5.5.

По формуле (5.4) пункта 5.5.4 находим расчетную глубину промерзания $:d/f = k/h * d/fn$

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

= $1,1 \cdot 1,98 = 2,178$ м. Принимая требования в таблице 5.3, округляем d/f до 2.2 м. И принимаем глубину заложения 2.2 м ниже абсолютной отметки по скважине 15 равную по абсолютной отметке 199,19 м.

На фундамент действуют статические и динамические нагрузки: $N=3872$ кН, $M=55,31$ кН/м, $Q=31,12$ кН.

Примыкающие сооружения отсутствуют. Инженерно-геологические условия слоев ИГИ2 и ИГИ3 однородны.

Подземные воды по результатам ИГИ на площадке строительства не вскрыты.

Грунты основания являются слабопучинистыми (относительная деформация пучения 0,01 д.е.). Глубина нормативного промерзания по результатам ИГИ составляет до 1,98 м.

2. Определение размеров подошвы фундамента:

Размер подошвы определяется из условия, что напряжения под подошвой фундамента должны быть меньше расчетного сопротивления грунта.

Подбор требуемой площади подошвы фундамента:

Требуемую площадь $A/тр$ подбираем расчетом.

3. Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле 5.7 СП 22.13330.2016, где по главенствующему на расчетной глубине ($H=2,2$ м) слою ИГИ3 принимаем расчетные значения: грунт основания - суглинок тугопластичный, с коэффициентом пористости $e = 0,515$ и естественной плотностью $\rho = 2050$ кг/м³, угол внутреннего трения $\phi = 21^\circ$, удельное сцепление грунта $c = 34$ кПа, κ - принимаем равным единице, по таблице 5.5 СП 22.13330.2016 для $\phi = 21^\circ$ находим $M/\gamma = 0,56$, $M/q = 3,24$ и $M/c = 5,84$. Соотношение $L/H = 180/21 = 8.57$, по таблице 5.4 СП 22.13330.2016 находим коэффициенты $\gamma/c/1 = 1,2$ и $\gamma/c/2 = 1.0$

4. Определяем удельный вес грунта несущего слоя и вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента считаем по аналогичному параметру: $\gamma/II = 10 \cdot 2050 = 0,0205$ МН/м³ и $\gamma'/II = 10 \cdot (1890+1950)/2 = 0,0192$ МН/м³.

Найдем расчетное сопротивление в основании фундамента:

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист

РР

$$R = 1,2 * 1,0 / 1 (0,56 * 1 * 3,6 * 20,5 + 3,24 * 2,2 * 19,2 + 5,84 * 34) = 41,33 + 136,86 + 198,56 = 376,75 \text{ кПа}$$

5. Максимальное давление под подошвой фундамента:

Находим момент сопротивления площади подошвы фундамента $W/x = (b * l^2) / 6 = 7,78 \text{ м}^3$

$p/\max = 3872 / 12,96 + 20 * 2,2 + (55,31 + 31,12 * 2,2) / 7,78 = 358,67 \text{ кПа}$, что меньше расчетного сопротивления грунта, то есть условие устойчивости - удовлетворяется.

$$p/\min = 3872 / 12,96 + 20 * 2,2 - (55,31 + 31,12 * 2,2) / 7,78 = 326,85 \text{ кПа}$$

$$p/\text{ср} = (p/\max + p/\min) / 2 = (358,67 + 326,85) / 2 = 342,76 \text{ кПа}$$

Для исключения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

$$p/\max = 358,67 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 * 358,67 = 430,4 \text{ кПа}$$

$$p/\min = 326,85 \text{ кПа} > 0$$

$$p/\text{ср} = 342,76 \text{ кПа} < R = 376,75 \text{ кПа}$$

Все условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако, проведем проверку на недонапряжения;

$$|(p/\text{ср} - R) / p/\text{ср}| * 100\% = |(342,76 - 376,75) / 342,76| * 100\% = 9,92\% < 10\%,$$

следовательно, фундамент запроектирован экономично.

6. Эксцентриситет от максимальной нагрузки:

$e = 55,31 + 31,12 * 2,2 / 3872 + 20 * 2,2 * 12,96 = 0,028 \text{ м}$, т. е. $\epsilon = e / l = 0,028 / 3,6 = 0,0078 < \epsilon / u = 0,25$. Таким образом, принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям, ограничивающим краевое давление и относительный эксцентриситет нагрузки.

7. Расчет на опрокидывание, при соотношении здания $L/H = 180/21 = 8.57$ нецелесообразен по таблице СП и выполнен условно для информативности:

Определяем удерживающий момент конструкции, $M/\text{уд} = P/\Phi + P/K + P/\Gamma P * 0,9 *$

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

$$L/ф/2 = (173 \text{ кН} + 3872 \text{ кН} + 578 \text{ кН}) 0,9 * 3,6 \text{ м}/2 = 7489 \text{ кН*м}$$

Вычисляем коэффициент запаса, $K/1 = M/уд/M/опр \geq 1 = 7489/55,31 = 135,4$,
условие проверки удовлетворяется.

Расчет на осадку фундамента произведен методом послойного суммирования по №15. Результат расчета прилагается. Расчет показал следующие результаты, максимальная осадка по сжимающей толщии скважины 5,2м составила 21мм, что намного меньше предельно допустимой в таблице СП = 12см.

Расчет фундамента по прочности (класс бетона В25):

Расчет прочности рабочей высоты нижней ступени h/01 фундамента на продавливание осуществляется по формуле:

$$F \leq \alpha / bR / btb / mh / 01 = 1,0 \cdot 1050 \cdot 1 \cdot 0,3 = 314 \text{ кН}$$

$$\text{где } b/m = b/n + h/01 = 0,7 + 0,3 = 0,95$$

$b/n = 0,7\text{м}$ - ширина в плане подколонника, принятая по расчету.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата	ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР	

$$F = p/\max \cdot A/0 = 314,67 \cdot 0,93 = 292,65 \text{ кН.}$$

где $A/0$ – площадь прямоугольника определяется по формуле:

$$A/0 = 0,5b/f (1/f - 1/l - 2h/01) - 0,25(b/f - b/l - 2h/01)^2 = 0,5 \cdot 3,6 \cdot (3,6 - 1,75 - 2 \cdot 0,3) - 0,25 \cdot (3,6 - 0,7 - 2 \cdot 0,3)^2 = 2,25 - 1,32 = 0,93 \text{ м}^2$$

$$h/01 = 0,35 - 0,05 = 0,3 \text{ м}$$

$$h/l = 0,35$$

где, p/\max - максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах,

$$\text{определяется по формуле: } p/\max = 3872/12,96 + (55,31 + 31,12 \cdot 2,2)/7,78 = 314,67 \text{ кПа}$$

Итак, $F = 292,65 \text{ кН} < 314 \text{ кН}$, вывод: принятая конструкция фундамента удовлетворяет условиям прочности на продавливание, без установки поперечной арматуры и высота $h/l = 0,35 \text{ м}$ плитной части достаточна.

10. Определение площади сечения арматуры плитной части.

Изгибающий момент вдоль большей стороны подколонника:

$$M/x1 = 1/l - l/2 \cdot b/f/6 \cdot (2 \cdot p/\max + p/l - l) = (0,922/ \cdot 3,6 \cdot (2 \cdot 314,67 + 306,5))/6 = 475,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$p/l - l$ - давление грунта в сечении I-I определяем по формуле = $p/\min + (1/f - 1/l - l)(p/\max - p/\min)/f = 282,85 + (3,6 - 0,92)(314,67 - 282,85)/3,6 = 306,5 \text{ кПа}$,

где $1/f = 3,6 \text{ м}$ - длина подошвы фундамента,

$1/l - l = 0,92 \text{ м}$ - расстояние от края плиты фундамента до края подколонника,

b/f = ширина подошвы фундамента,

$$p/\min = 3872/12,96 - (55,31 + 31,12 \cdot 2,2)/7,78 = 282,85 \text{ кПа}$$

$$A/x1 = M/x1/0,9h/01 \cdot R/s = 475,72/0,9 \cdot 0,3 \cdot 435000 = 0,00405 \text{ м}^2 \approx 40,5 \text{ см}^2$$

где, $R/s = 435 \text{ мПа}$ - расчетное сопротивление арматуры растяжению, для арматуры класса А500,

0,9 - коэффициент запаса, принимаемый согласно рекомендациям СП 63.13330-

Взам. инв. №		Подпись и дата	Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата	ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР	Лист
										РР

2018

В виду того, что в принятой конструкции фундамента не возникает отрицательного давления подошвы, проверку на обратный момент делать не требуется.

Изгибающий момент вдоль меньшей стороны подколонника от реактивного давления (отпора) грунта:

$$M/y1 = p/гр((b/f-b/n)^2/l/f)/8 = (298,76*(3,6-0,7)^2/3,6)/8 = 1130,66 \text{ кН*м}$$

где, реактивная сила (отпор) грунта - $p/гр = N / b/f/l/f = 3872/12,96 = 298,76 \text{ кПа}$

$$A/y1 = M/y1/0,9h/01 * R/s = 1130,66/0,9*0,3 * 435000 = 0,0096 \text{ м}^2 \in 96 \text{ см}^2$$

где, $R/s = 435 \text{ мПа}$ - расчетное сопротивление арматуры растяжению, для арматуры класса А500,

0,9 - коэффициент запаса, принимаемый согласно рекомендациям СП 63.13330-2018

Производим подбор диаметра и количество стержней для оси X:

Задаемся шагом стержней $S = 150 \text{ мм}$, $A/sx1 = 40,5 \text{ см}^2/$, количество стержней принимаем - $n = 3,6/0,15 = 24 \text{ шт.}$ Тогда $A/sx1тр/ = A/sx1/n = 40,5/24 = 1,687 \text{ см}^2/$.

Принимаем диаметр одного стержня $\emptyset 16 \text{ мм}$ ($A/s = 2,01 \text{ см}^2/$).

Производим подбор диаметра и количество стержней для оси Y:

Задаемся шагом стержней $S = 150 \text{ мм}$, $A/sy1 = 96 \text{ см}^2/$, количество стержней принимаем - $n = 3,6/0,15 = 24 \text{ шт.}$ Тогда $A/sy1тр/ = A/sy1/n = 96/24 = 4 \text{ см}^2/$.

Принимаем диаметр одного стержня $\emptyset 25 \text{ мм}$ ($A/s = 4,91 \text{ см}^2/$).

Так как ширина подошвы фундамента $b/f > 3 \text{ м}$, то подошву фундамента армируем двумя арматурными сетками, с рабочей арматурой в двух направлениях. Схемы армирования смотрите в разделе КЖ

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист

РР

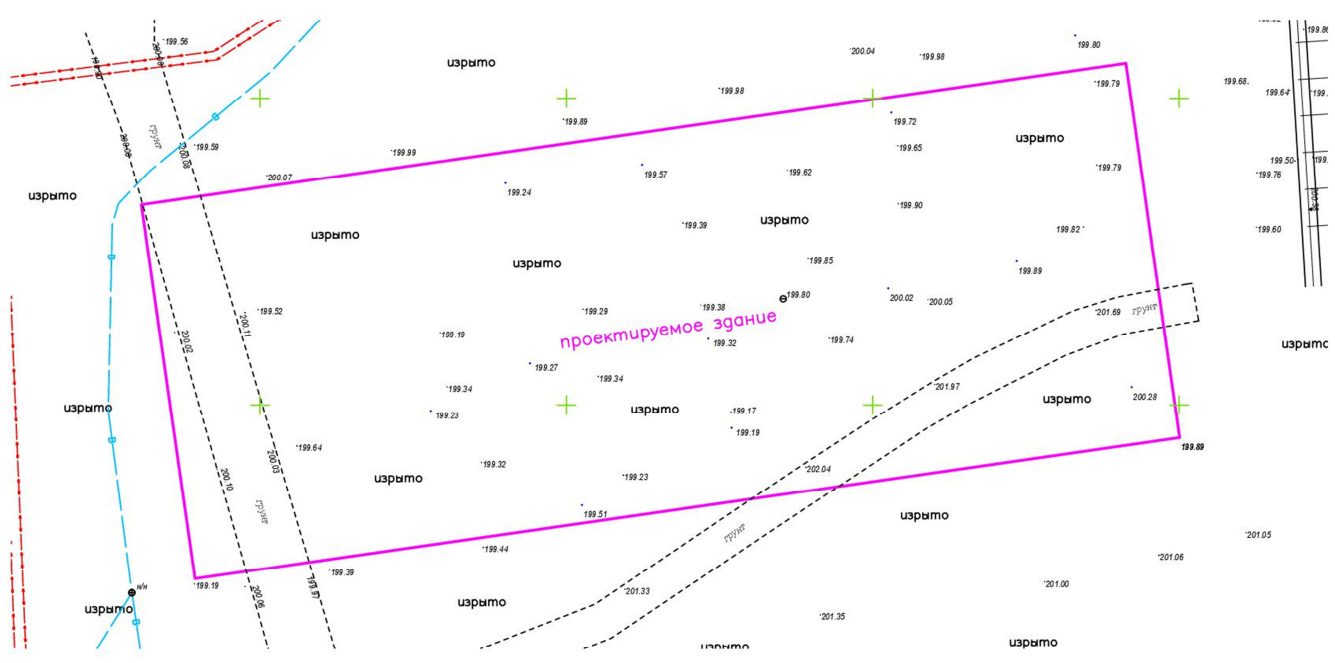
11. Принимаем следующие решения по армированию:

Плитная часть фундамента - арматурная сетка С1 $\varnothing 16 \times \varnothing 25$ А500 шаг 150x150мм,

- арматурная сетка С2 $\varnothing 16 \times \varnothing 25$ А500 шаг 150x150мм,
защитный слой 50/50 от граней плиты до центров крайних стержней арматуры.

Подколонник - поперечная арматурная сетка С1 $\varnothing 8$ А500 шаг 100x100мм.

- продольная арматурная сетка С2 $\varnothing 12$ А500 шаг 150x150мм
защитный слой 50/50 от граней плиты до центров крайних стержней арматуры.



План организации существующего рельефа

Инд. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Результат по схеме линейно-деформированного слоя Осадка основания под фундаментом среднего ряда

Расчет осадки фундамента на естественном основании

Допущения и предпосылки. Расчет выполняется согласно СП 22.13330.2011 п.п. 5.6.31.

Исходные данные. Среднее давление под подошвой фундамента $p = 4.12 \text{ кг/см}^2$; глубина заложения $d_n = 2.20 \text{ м}$; фундамент прямоугольный; ширина подошвы $b = 4.00 \text{ м}$; длина подошвы $l = 4.00 \text{ м}$; объемный вес грунта выше подошвы $\gamma_{II} = 1.97 \text{ т/м}^3$; $s_u = 12.0 \text{ см}$.

Расчет. Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы

$$\sigma_{zg0} = \gamma_{II} d_n = 1.97 \cdot 2.20 = 4.334 \text{ т/м}^2 = 0.433 \text{ кг/см}^2$$

Согласно требованиям методики расчета, сжимаемая толща грунта под подошвой разбивается на слои. Необходимые величины для каждого слоя вычисляются в табличной форме по формулам

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i p, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \alpha_i \sigma_{zg0}, \quad \sigma_{zg,i} = \sigma_{zg0} + \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i$$

Минимальная глубина сжимаемой толщи для $b \leq 10 \text{ м}$ составляет $H_{min} = 0.5b = 0.5 \cdot 4.00 = 2.00 \text{ м}$.

Т.к. $p > \sigma_{zg0}$ то осадка определяется по формуле (5.16)

$$\Delta s_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad \beta = 0.8$$

№	Э	h	z	α	σ_{zp}	$\sigma_{z\gamma}$	γ	σ_{zg}	$0.5\sigma_{zg}$	E	E_e	Δs
		м	м	—	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{т}}{\text{м}^3}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	см
—	—	—	0.00	1.000	4.125	0.433	—	0.433	0.217	—	—	—
1	1	0.40	0.20	0.999	4.122	0.433	1.80	0.469	0.235	318	1590	0.380
2	1	0.40	0.60	0.982	4.050	0.426	1.80	0.541	0.271	318	1590	0.373
3	1	0.40	1.00	0.930	3.836	0.403	1.80	0.613	0.307	318	1590	0.354
4	1	0.40	1.40	0.847	3.496	0.367	1.80	0.685	0.343	318	1590	0.322
5	1	0.40	1.80	0.750	3.095	0.325	1.80	0.757	0.379	318	1590	0.285
6	1	0.40	2.20	0.653	2.692	0.283	1.80	0.829	0.415	318	1590	0.248
7	1	0.40	2.60	0.563	2.322	0.244	1.80	0.901	0.451	318	1590	0.214
8	1	0.40	3.00	0.484	1.997	0.210	1.80	0.973	0.487	318	1590	0.184
9	1	0.40	3.40	0.417	1.721	0.181	1.80	1.045	0.523	318	1590	0.159
10	1	0.40	3.80	0.361	1.488	0.156	1.80	1.117	0.559	318	1590	0.137
11	1	0.40	4.20	0.314	1.293	0.136	1.80	1.189	0.595	318	1590	0.119
12	1	0.40	4.60	0.274	1.131	0.119	1.80	1.261	0.631	318	1590	0.104
13	1	0.40	5.00	0.241	0.994	0.104	1.80	1.333	0.667	318	1590	0.092
14	1	0.40	5.40	0.213	0.879	0.092	1.80	1.405	0.703	318	1590	0.081
15	1	0.40	5.80	0.189	0.781	0.082	1.80	1.477	0.739	318	1590	0.072
16	1	0.40	6.20	0.169	0.698	0.073	1.80	1.549	0.775	318	1590	0.064

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta s_i = 3.189 \text{ см}$$

Вывод. Осадка составляет $s = 3.189 \text{ см} \leq s_u = 12.0 \text{ см}$, что не превышает предельно допустимой осадки. Требование выполняется. Глубина сжимаемой толщи определенная по условию $0.5\sigma_{zg}$ составляет $H_c = 6.40 \text{ м}$.

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

Результат по схеме линейно-деформированного слоя Осадка основания под фундаментом среднего ряда

Расчет осадки фундамента на естественном основании

Допущения и предпосылки. Расчет выполняется согласно СП 22.13330.2011 п.п. 5.6.31.

Исходные данные. Среднее давление под подошвой фундамента $p = 3.04 \text{ кг/см}^2$; глубина заложения $d_n = 1.63 \text{ м}$; фундамент прямоугольный; ширина подошвы $b = 3.60 \text{ м}$; длина подошвы $l = 3.60 \text{ м}$; объемный вес грунта выше подошвы $\gamma'_{II} = 1.85 \text{ т/м}^3$; $s_u = 12.0 \text{ см}$.

Расчет. Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{II} d_n = 1.85 \cdot 1.63 = 3.015 \text{ т/м}^2 = 0.302 \text{ кг/см}^2$$

Согласно требованиям методики расчета, сжимаемая толща грунта под подошвой разбивается на слои. Необходимые величины для каждого слоя вычисляются в табличной форме по формулам

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i p, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \alpha_i \sigma_{zg0}, \quad \sigma_{zg,i} = \sigma_{zg0} + \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i$$

Минимальная глубина сжимаемой толщи для $b \leq 10 \text{ м}$ составляет $H_{min} = 0.5b = 0.5 \cdot 3.60 = 1.80 \text{ м}$.

Т.к. $p > \sigma_{zg,0}$ то осадка определяется по формуле (5.16)

$$\Delta s_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad \beta = 0.8$$

№	Э	h	z	α	σ_{zp}	$\sigma_{z\gamma}$	γ	σ_{zg}	$0.5\sigma_{zg}$	E	E_e	Δs
		м	м	—	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{т}}{\text{м}^3}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	см
—	—	—	0.00	1.000	3.040	0.302	—	0.302	0.151	—	—	—
1	1	0.40	0.20	0.999	3.037	0.301	1.97	0.341	0.170	318	1590	0.281
2	1	0.40	0.60	0.976	2.966	0.294	1.97	0.420	0.210	318	1590	0.275
3	1	0.40	1.00	0.909	2.765	0.274	1.97	0.499	0.249	318	1590	0.256
4	1	0.40	1.40	0.811	2.464	0.244	1.97	0.577	0.289	318	1590	0.228
5	1	0.40	1.80	0.701	2.131	0.211	1.97	0.656	0.328	318	1590	0.197
6	1	0.40	2.20	0.597	1.813	0.180	1.97	0.735	0.367	318	1590	0.168
7	1	0.40	2.60	0.505	1.535	0.152	1.97	0.814	0.407	318	1590	0.142
8	1	0.40	3.00	0.428	1.300	0.129	1.97	0.893	0.446	318	1590	0.120
9	1	0.40	3.40	0.364	1.105	0.110	1.97	0.971	0.486	318	1590	0.102
10	1	0.40	3.80	0.311	0.946	0.094	1.97	1.050	0.525	318	1590	0.088
11	1	0.40	4.20	0.268	0.815	0.081	1.97	1.129	0.564	318	1590	0.076
12	1	0.40	4.60	0.233	0.707	0.070	1.97	1.208	0.604	318	1590	0.066
13	1	0.40	5.00	0.203	0.618	0.061	1.97	1.287	0.643	318	1590	0.057

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta s_i = 2.057 \text{ см}$$

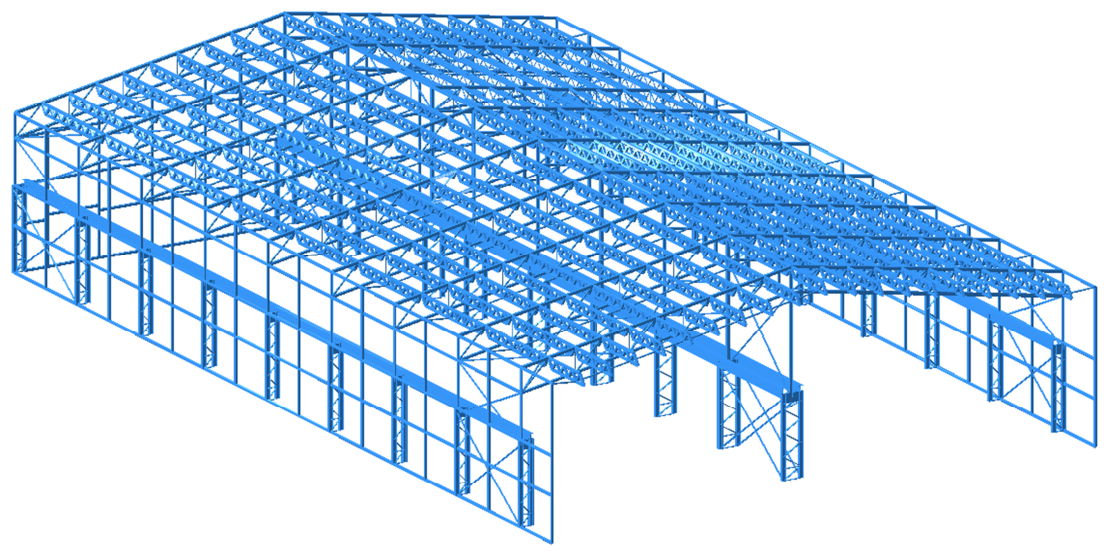
Вывод. Осадка составляет $s = 2.057 \text{ см} \leq s_u = 12.0 \text{ см}$, что не превышает предельно допустимой осадки. Требование выполняется. Глубина сжимаемой толщи определенная по условию $0.5\sigma_{zg}$ составляет $H_c = 5.20 \text{ м}$.

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

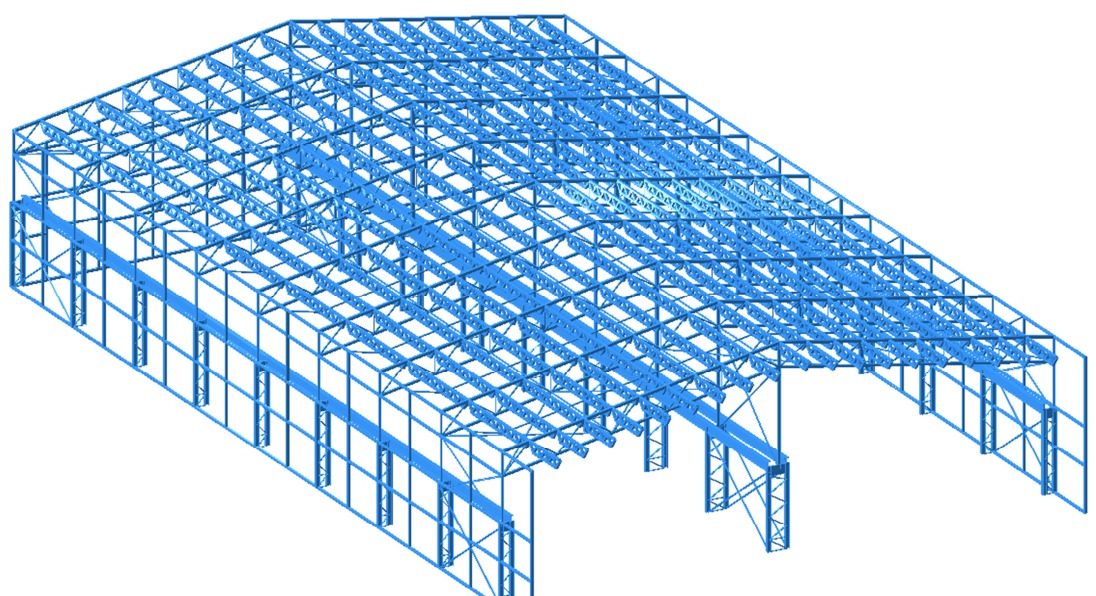
Приложение №2. Результаты статического расчета каркаса здания

Склад.изм1.13d



3D модель здания фрагмент 1

Склад.изм1.13d



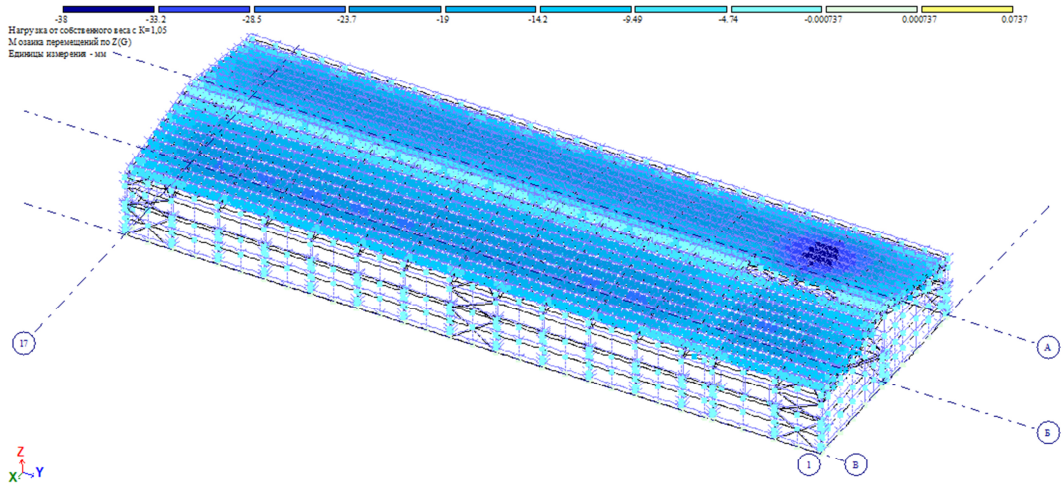
3D модель здания фрагмент 2

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

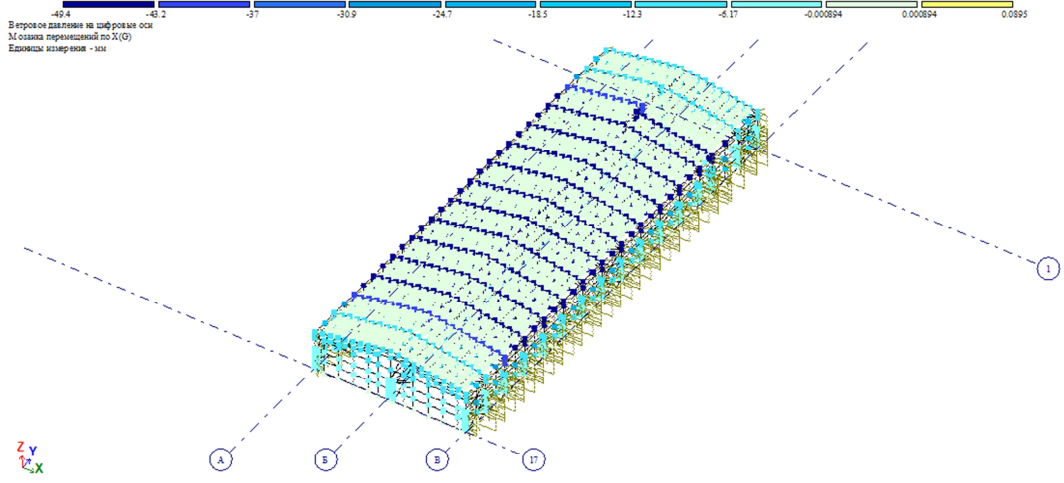


Изополюса перемещений от собственного веса конструкций здания

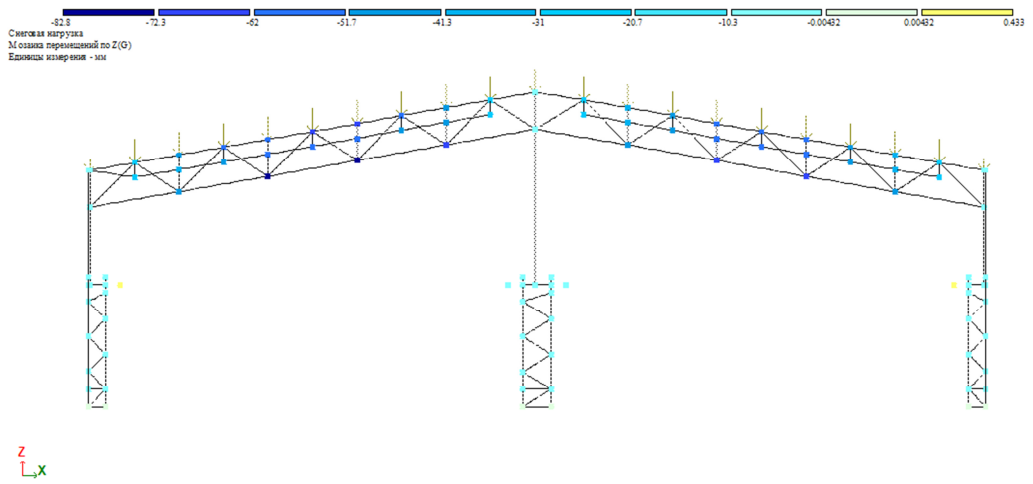
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата
------	--------	------	-------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР



Изополю перемещений от ветровой нагрузки по X

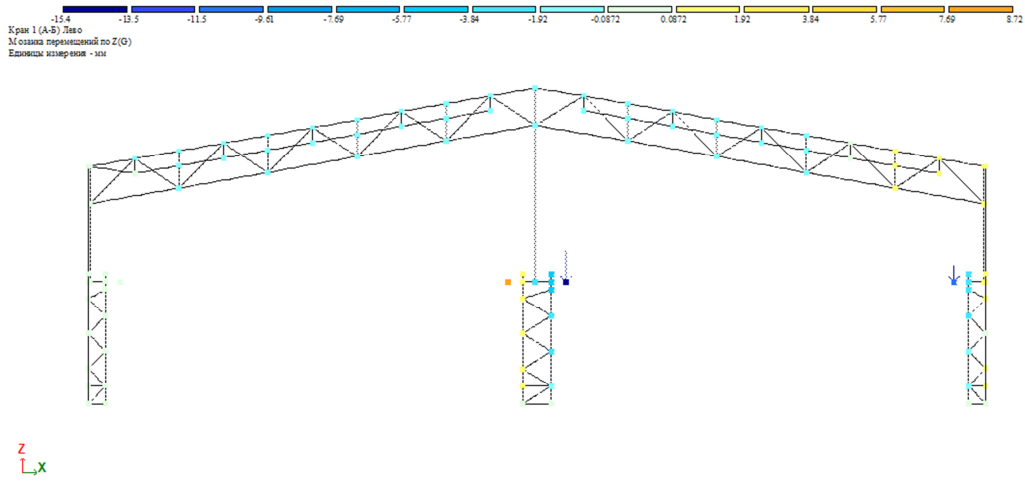


Изополю перемещений от снеговой нагрузки

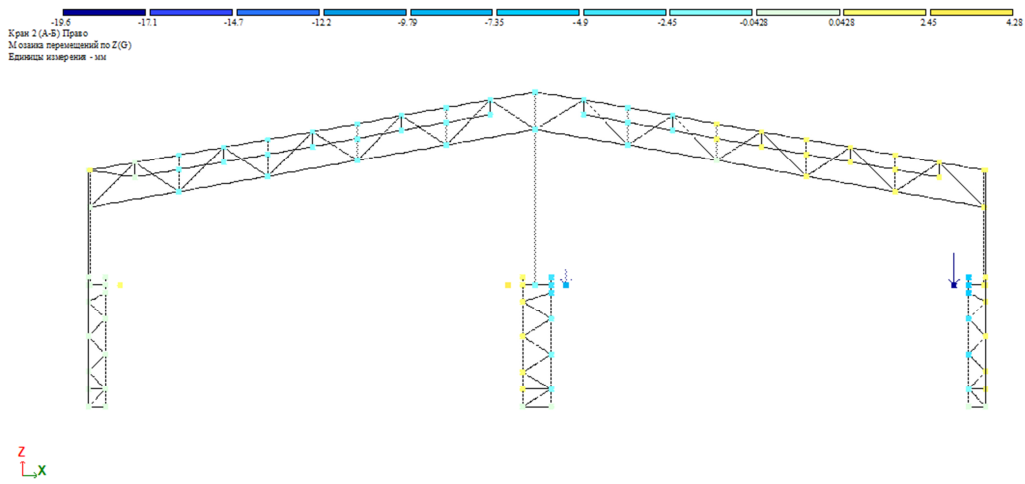
Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата
------	--------	------	-------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР



Изополюса перемещений от крановой нагрузки Кран1

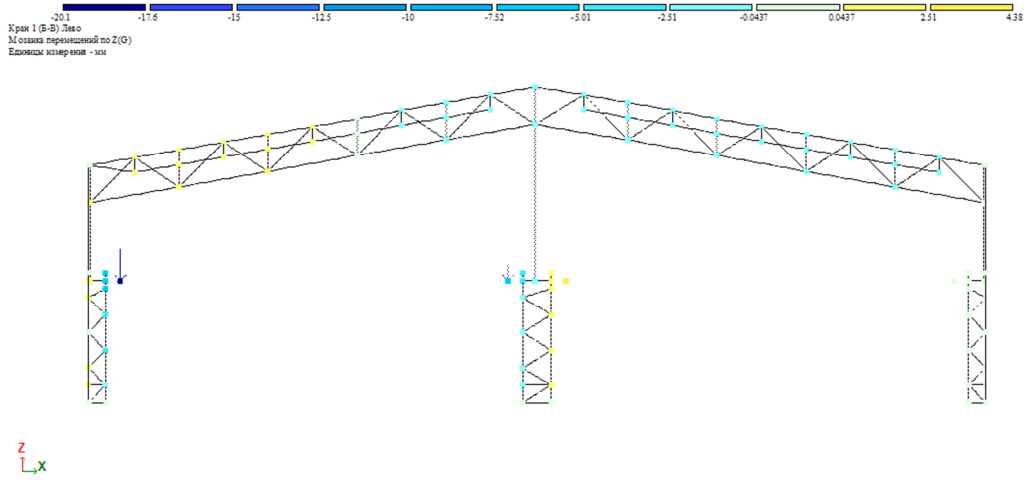


Изополюса перемещений от крановой нагрузки Кран2

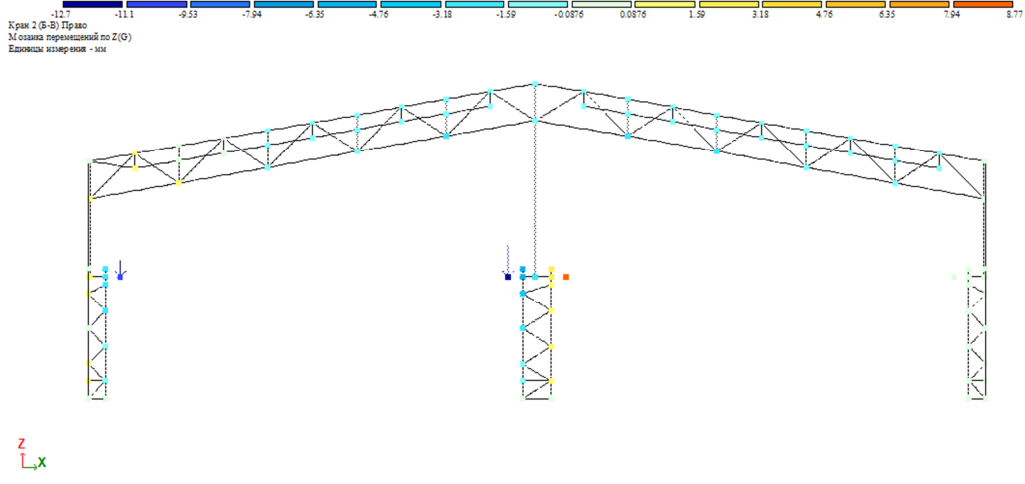
Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	Чедок	Подп.	Дата
------	--------	------	-------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР



Изополя перемещений от крановой нагрузки Кран3



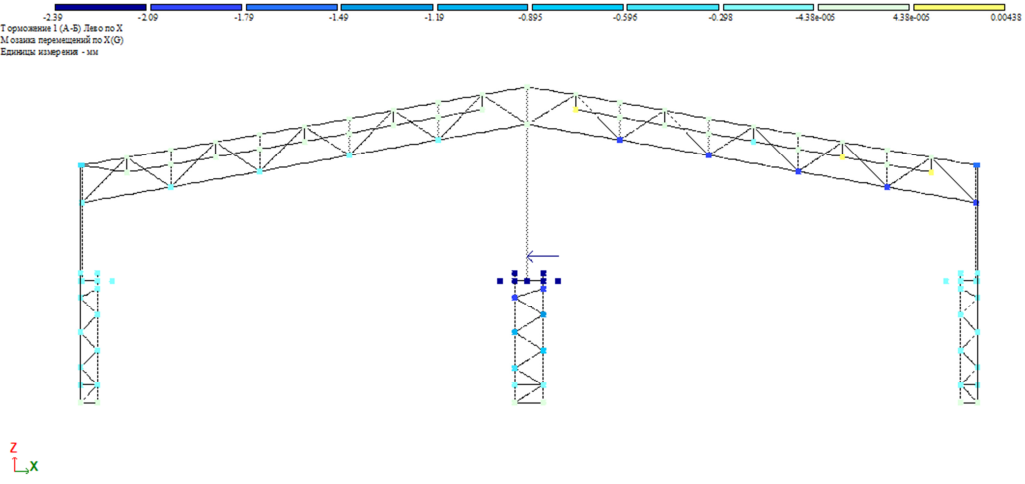
Изополя перемещений от крановой нагрузки Кран4

Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

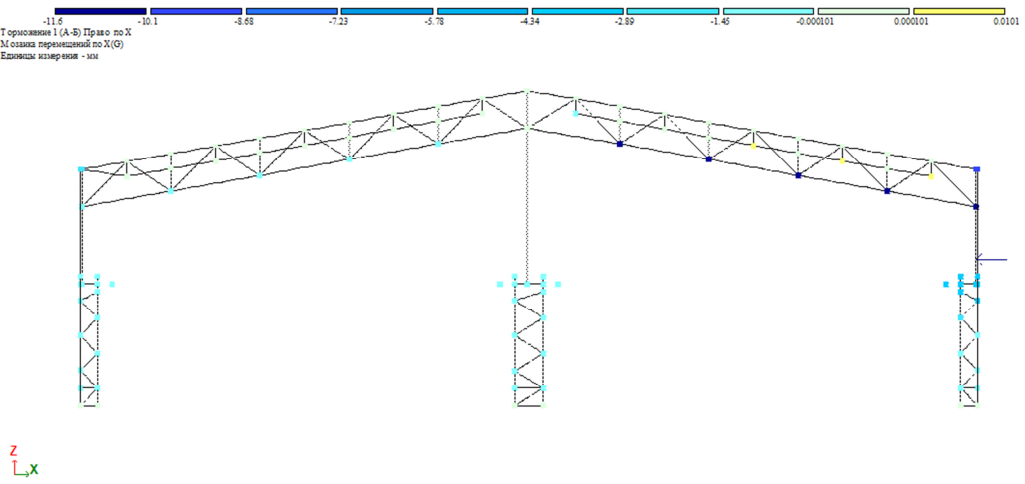
ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Т ортогональн 1 (А-В) Лево по X
 M омакта перемещений по X(0)
 Единицы измерения - мм



Изополя перемещений от крановой нагрузки Торможение 1

Т ортогональн 1 (А-В) Право по X
 M омакта перемещений по X(0)
 Единицы измерения - мм

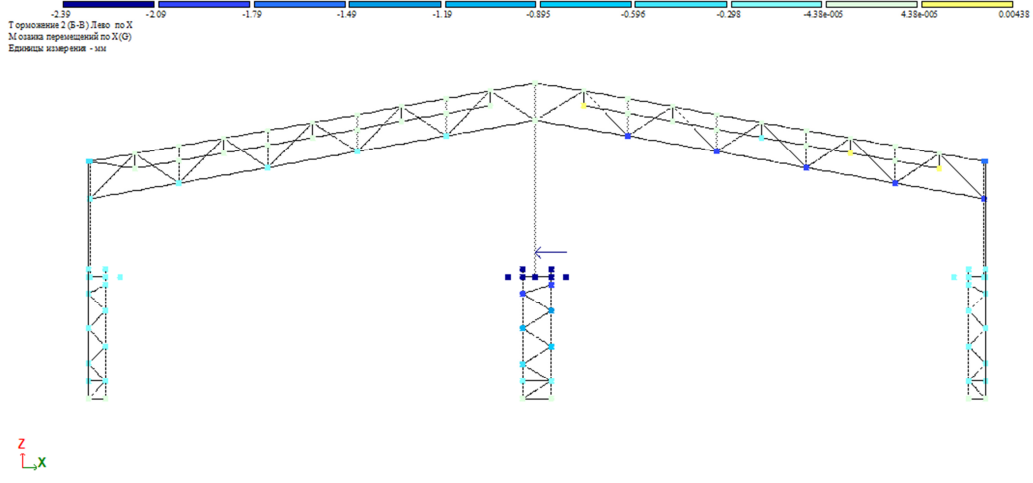


Изополя перемещений от крановой нагрузки Торможение 2

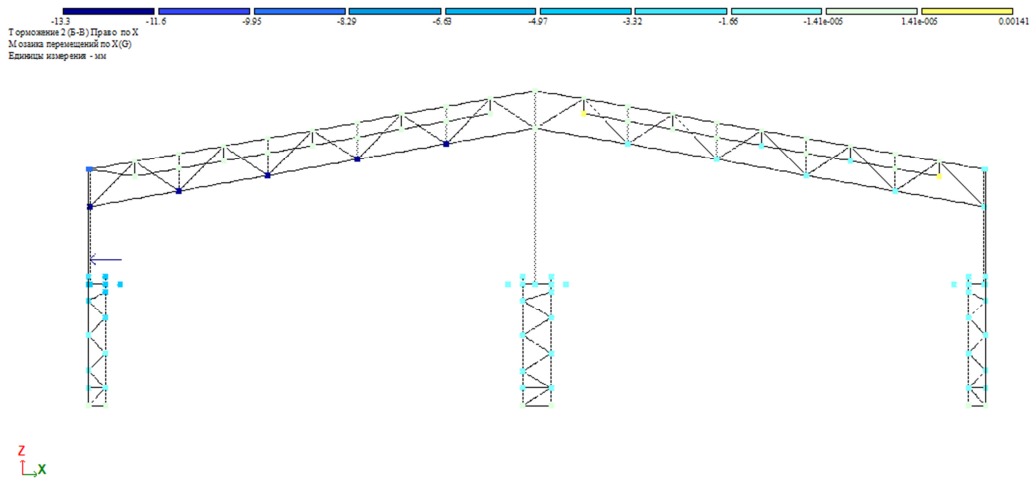
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата
------	--------	------	-------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР



Изополю перемещений от крановой нагрузки Торможение 3



Изополю перемещений от крановой нагрузки Торможение 4

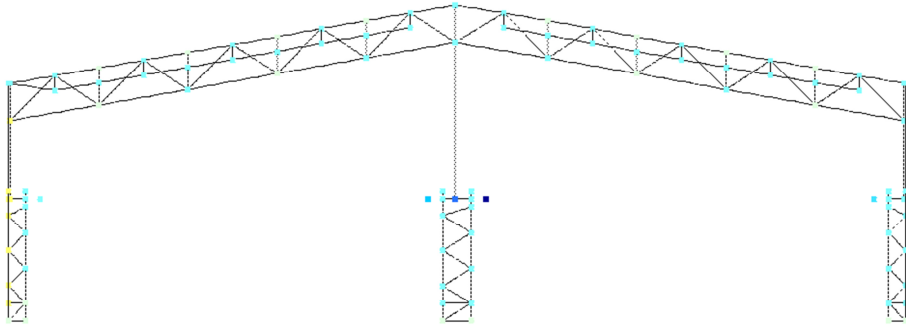
Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата
------	--------	------	-------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР



Торможение 1 (А-В) У
 Методика перемещений по Y(O)
 Единицы измерения - мм

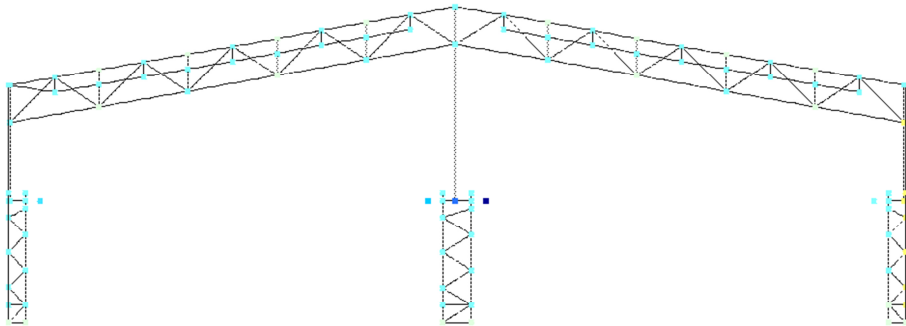


Z
 L, X

Изополю перемещений от крановой нагрузки Торможение 5



Торможение 1 (В-В) У
 Методика перемещений по Y(O)
 Единицы измерения - мм



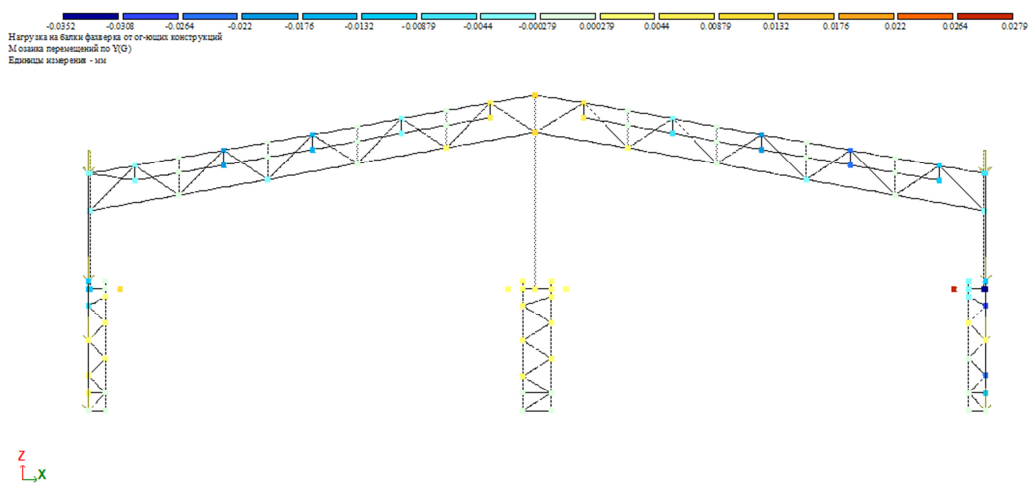
Z
 L, X

Изополю перемещений от крановой нагрузки Торможение 6

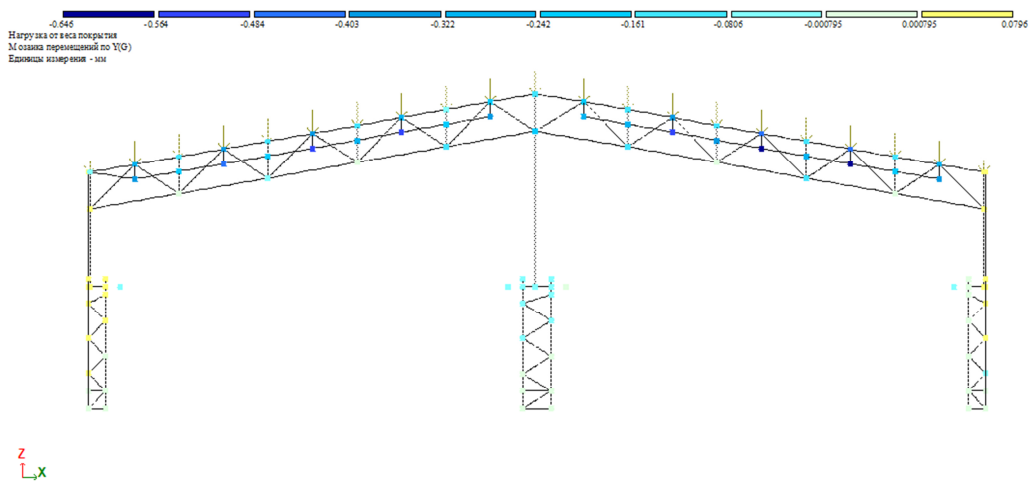
Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР



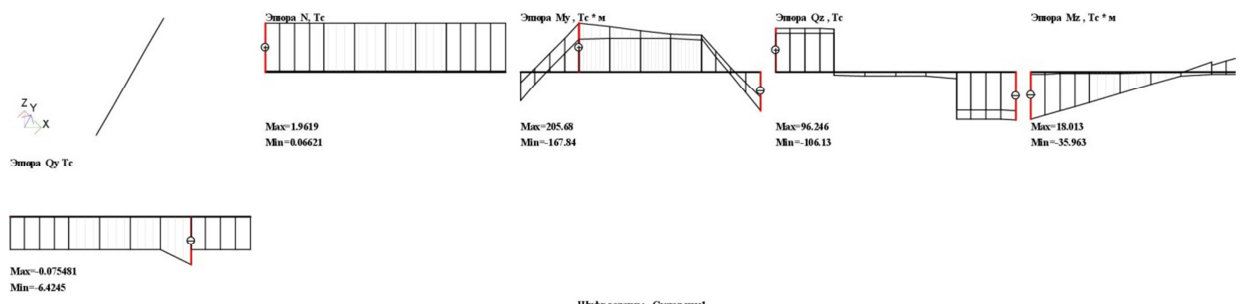
Изополюса перемещений балок фахверка от нагрузки ограждающих конструкций



Изополюса перемещений от нагрузки конструкций покрытия

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №						
			Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

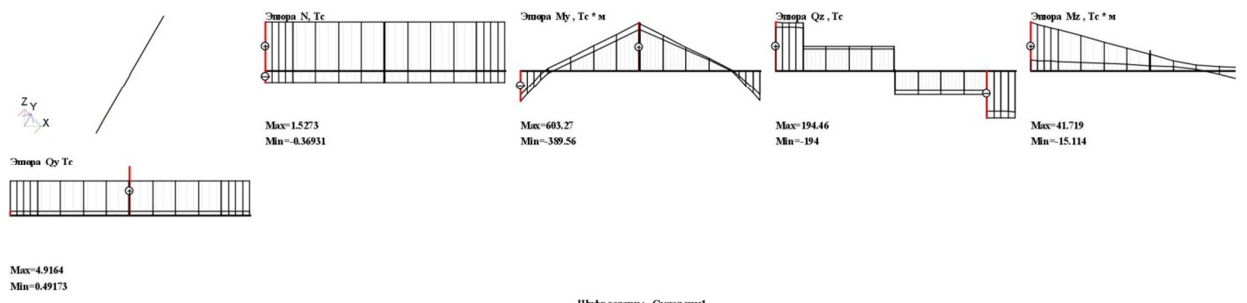
ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР



Шифр задачи: Склад ивм1
Конструктивный элемент КЗ16

огр а н и ч е н и я м				ч и с т ы й	
Y max	Z max	Y min	Z min	н а г и б	
300.00	300.00	1.00	1.00	н е т	
коэффициенты				т и п	
усл. работы	надежн.	L, T	р а с ч е т а	ш и р е б е р /	
1.00	1.00	400	в н у т р.	п л а н о м	
Результаты подбора					
Сечение	1.8.5.6 Составной двутавр				
Сечение	900 x 20 мм				
Профиль	900 x 20; ГОСТ 19903 - 74*				
Сталь	С345; ГОСТ 2772.88				
Сортамент	Прокат листовой горячекатаный толщиной 2.5...25 мм. Акустицированный				
Сечение	1500 x 14 стевка				
Профиль	1500 x 14; ГОСТ 19903 - 74*				
Сталь	С345; ГОСТ 2772.88				
Сортамент	Прокат листовой горячекатаный толщиной 2.5...25 мм. Акустицированный				
проценты использования по ПЭС					
норм.	конт.	приведен.	общ.уст.	уст.стен.	уст.повс.
32.7	28.5	23.6	0.0	41.9	99.9
прогиб	шир ребер/ планом	наименьший коэф.Фб	ПЭС	сводные*0/использов.	мест.устойч.
401	3.000	1.000	32.7	99.8	99.9

Результаты расчета подкрановой балки 12м



Шифр задачи: Склад ивм1
Конструктивный элемент КЗ14

огр а н и ч е н и я м				ч и с т ы й	
Y max	Z max	Y min	Z min	н а г и б	
300.00	300.00	1.00	1.00	н е т	
коэффициенты				т и п	
усл. работы	надежн.	L, T	р а с ч е т а	ш и р е б е р /	
1.00	1.00	400	в н у т р.	п л а н о м	
Результаты подбора					
Сечение	1.8.5.6 Составной двутавр				
Сечение	900 x 25 мм				
Профиль	900 x 25; ГОСТ 19903 - 74*				
Сталь	С345; ГОСТ 2772.88				
Сортамент	Прокат листовой горячекатаный толщиной 2.5...25 мм. Акустицированный				
Сечение	1500 x 25 стевка				
Профиль	1500 x 25; ГОСТ 19903 - 74*				
Сталь	С345; ГОСТ 2772.88				
Сортамент	Прокат листовой горячекатаный толщиной 2.5...25 мм. Акустицированный				
проценты использования по ПЭС					
норм.	конт.	приведен.	общ.уст.	уст.стен.	уст.повс.
54.4	31.9	39.3	0.0	65.4	98.5
прогиб	шир ребер/ планом	наименьший коэф.Фб	ПЭС	сводные*0/использов.	мест.устойч.
403	3.750	1.000	54.4	99.4	98.5

Результаты расчета подкрановой балки 16м

Взам. инв. №

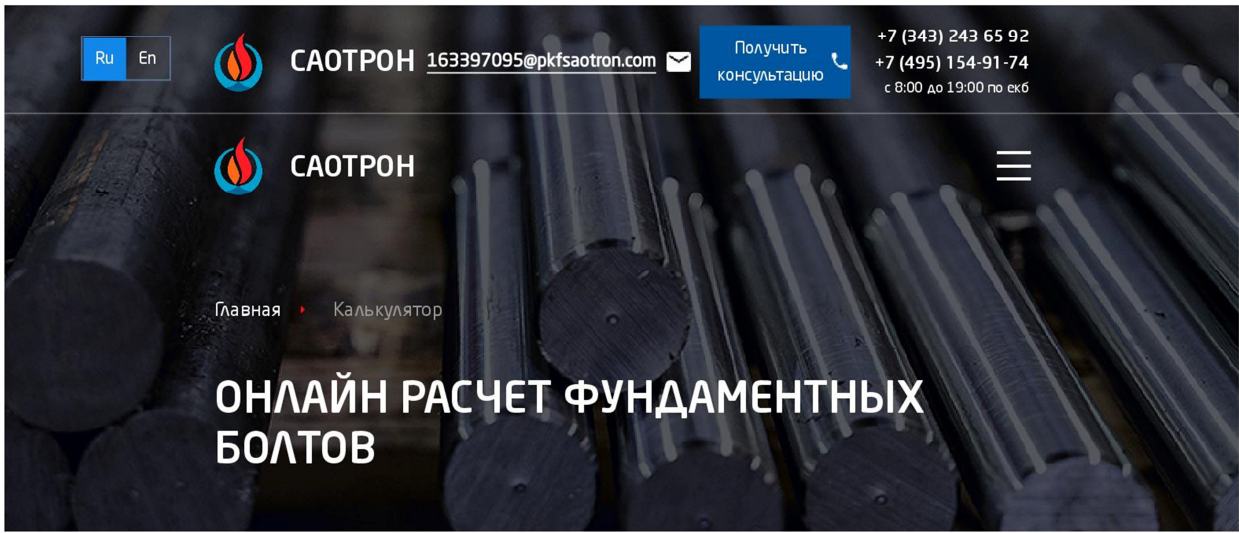
Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР



ДЛЯ КАКИХ ЦЕЛЕЙ

ДЛЯ СПЛОШНЫХ КОЛОНН

ДЛЯ СКВОЗНЫХ КОЛОНН

для крепления оборудования

УСИЛИЯ **РАЗМЕРЫ**

ЭЭЭ N (т) 90с I_g (мм)

ПЕРЕЙТИ В КАТАЛОГ

N - нормальная сила, положительно направлена вниз

N_{min} - минимальная нормальная сила от которой определяется сдвиговое усилие

M - момент в плоскости колонны

Q - горизонтальная нагрузка



Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

N_{min} (т) b_s (мм)
 M (т·м) c (мм)
 Q (т) n (шт)

БОЛТЫ

Диаметр (мм)

Тип

Сталь

БЕТОН

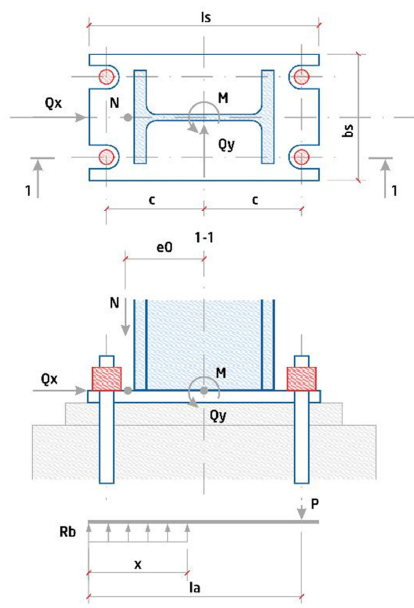
Класс

КОЭФФИЦИЕНТ

ДИНАМ. НАГРУЗКА

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТА

[Перейти к результату](#)



l_s - длина опорной плиты колонны
 b_s - ширина опорной плиты колонны
 c - расстояние от оси колонны до болта; считается что болты располагаются симметрично; не может быть больше $l_s/2$
 n - количество болтов на одной стороне
Диаметр болта - выбрать из списка
Тип болта - выбрать из списка: с отгибом, в анкерной плите глухой или съёмный, прямой, конический (распорный).
Марка стали болта - выбрать из списка из двух возможным вариантов согласно СП 16.13330.2011
Класс бетона - выбрать из списка класс бетона фундамента.
Коэффициент k_0 - выбрать из списка; коэффициент, зависящий от типа сооружения, типа нагрузки и типа болта.
Проверка на выносливость - поставить или убрать галочку; выполняется при наличии динамических нагрузок. При выборе коэффициента k_0 автоматический принимает значение для динамических нагрузок.
Коэффициент α - выбрать из списка от количества циклов нагружения.

- Расстояние от равнодействующей усилий в растянутых болтах до противоположной грани плиты:

$$l_a = l_s - (l_s - 2 \cdot c) / 2 = 900 - (900 - 2 \cdot 350) / 2 = 800 \text{ мм} = 0.800 \text{ м}$$
- Эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_0 = M / N = 8 / 336 = 0.024 \text{ м}$$
- Расчётное сопротивление бетона фундамента осевому сжатию:
 Для бетона класса В25 $R_b = 14.5 \text{ МПа} = 1478.08 \text{ т/м}^2$
- Высота сжатой зоны бетона под опорной плитой базы колонны:

$$x = l_a - \sqrt{(l_a^2 - 2 \cdot N \cdot (e_0 + c)) / (R_{bt} \cdot b_s)} = 0.800 - \sqrt{(0.800^2 - 2 \cdot 336 \cdot (0.024 + 0.350)) / (1478.084 \cdot 0.360)} = 0.390 \text{ м}$$
- Расчётное сопротивление стали 09Г2С-4, 09Г2С-6 растяжению для болта М64
 $R_{ba} = 220 \text{ МПа}$
- Проверка прочности бетонного основания:

$$\xi_R = (0.85 - 0.008 \cdot R_b) / (1 + (R_{ba} / 400)) \cdot (1 - (0.85 - 0.008 \cdot R_b) / 1.1) = (0.85 - 0.008 \cdot 14.5) / (1 + (220 / 400)) \cdot (1 - (0.85 - 0.008 \cdot 14.5) / 1.1) = 0.620$$

$$x \leq \xi_R \cdot l_a \rightarrow 0.390 \leq 0.620 \cdot 0.800 \rightarrow 0.390 \leq 0.496 \rightarrow \text{Условие выполняется}$$
- Значение расчётной нагрузки, приходящейся на один болт:

$$P = (R_b \cdot b_s \cdot x - N) / n = (1478.084 \cdot 0.360 \cdot 0.390 - 336) / 2 = -64.179 \text{ т}$$
- Площадь поперечного сечения болта (по резьбе) по условию прочности:
 Нагрузка на болт отрицательная, следовательно болты ставятся конструктивно
- Проверка площади сечения болтов при динамических нагрузках на выносливость:
 Нагрузка на болт отрицательная, следовательно болты ставятся конструктивно
- Величина предварительной затяжки болта:
 Конструктивные болты следует затягивать на допустимый максимальный крутящий момент
- Проверка возможности восприятия сдвигающей силы в плоскости сопряжения базы колонны с фундаментом:

Изм.	Инв. № подл.	Взам. инв. №
		Подпись и дата

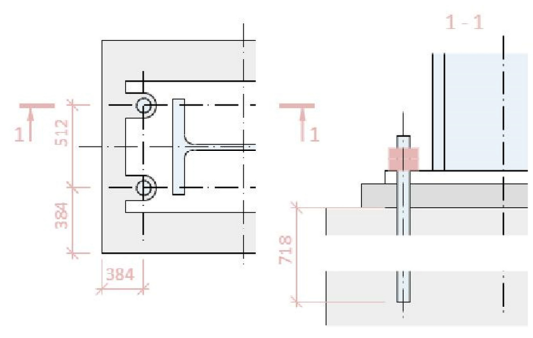
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата
------	--------	------	-------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

коэффициент трения $f = 0.25$
 $Q_x \leq f \cdot (n \cdot A_{sa} \cdot R_{ba} / 4 + N_{min})$
 $3.97 \leq 0.25 \cdot (2 \cdot 26.75 \cdot 2.243 / 4 + 58)$
 $3.97 \leq 22.00 \rightarrow$ **Условие выполняется**

12. Минимальная глубину заделки болтов в бетон:
 Расчётное сопротивление бетона растяжению:
 $R^{12.5}_{bt} = 0.66$ МПа
 $R^{B25}_{bt} = 1.05$ МПа
 $m_1 = R^{12.5}_{bt} / R^{B25}_{bt} = 0.66 / 1.05 = 0.63$
 Расчётное сопротивление стали растяжению:
 $R^{Bc13kn2}_{ba} = 185$ МПа
 $R^{09Г2C}_{ba} = 220$ МПа
 $m_2 = R^{09Г2C}_{ba} / R^{Bc13kn2}_{ba} = 220 / 185 = 1.19$
 $H_0 = H \cdot m_1 \cdot m_2 = 15 \cdot 64 \cdot 0.63 \cdot 1.19 = 717.59$ мм

Минимальные расстояния



Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

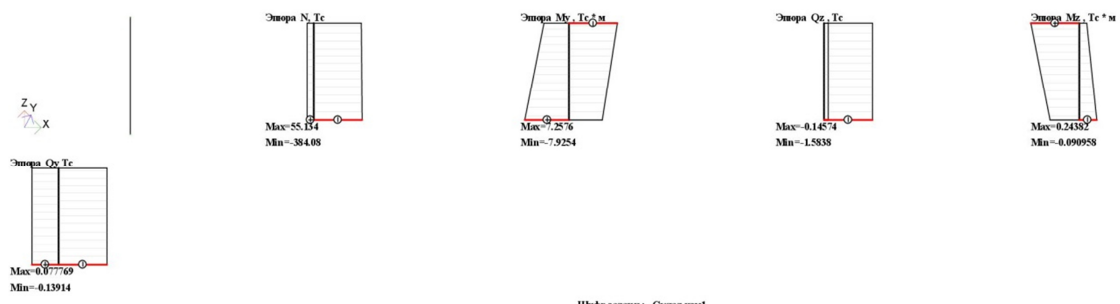
Цены	Фотогалерея	Документация	Описание
<p> Болт фундаментный 2.2 М64х1000</p>			
Марка стали	Диаметр	Длина, мм	Масса, кг
09Г2С	М64	1000	53,08
Покрытие			
без покрытия			
Стоимость за ед.			
12 200,00			
<p>Болт фундаментный 2.2 М64х1000</p>			



Расчет и результаты расчета анкерных болтов

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР



Шифр задачи: Склад нгм
Элемент 1628

ограничения										
Ymax		Zmax		Ymin		Zmin		twmin		
300.00		300.00		1.00		1.00		0.10		
расчетная длина				коэффициент усл. раб.				тип колонны		шир ребер/планок
отг. Z1		отг. Y1		для Фе		по проч.		коэфф. надежности		основ
0.00		0.00		0.00		1.00		1.00		нет

Результаты подбора	
Сечение	110.11 Составной двутавр
Сечение	320 x 14 ммс
Профиль	320 x 14; ГОСТ 19903 - 74*
Сталь	S245; ГОСТ 2772-88
Сортамент	Прокат листовой горячекатаный толщиной 2.5...25 мм. Акустицированный
Сечение	560 x 16 стовца
Профиль	560 x 16; ГОСТ 19903 - 74*
Сталь	S245; ГОСТ 2772-88
Сортамент	Прокат листовой горячекатаный толщиной 2.5...25 мм. Акустицированный

проценты использования по ПКС					
по норм.	уст. отг. Y1	уст. отг. Z1	устойч. YZ	уст. стовца	уст. планок
99.4	93.3	94.4	99.6	91.9	84.7
проценты использ. по ЗПС			сводные проц. использ. тов.		
гибс. отг. Y1	гибс. отг. Z1	ПКС	ЗПС	местн. устойч.	шир ребер/планок
0.0	0.0	99.4	0.0	91.9	нет

Результаты расчета составного сечения подкрановой ветви сквозной колонны

Изм. Кол.уч Лист Недок Подп. Дата

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата
------	--------	------	-------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

СП 16.13.330.2017
Исходные данные для расчета угловых сварных швов

$N = 3763.0$ кН - осевая сила, проходящая через центр тяжести соединения;
 $\beta_1 \gamma_c = 1.00$ - коэффициент условий работы;
 l_w (факт) = 1200 мм - фактическая длина шва;
 $n = 2$ шт. - количество вычитаемых участков в расчетном шве равным 10 мм;
 $R_{мет} = 590$ МПа - нормативное сопротивление металла сварных швов;
 $R_{ст} = 380$ МПа - нормативное сопротивление стали; Таблица В.3 Таблица В.5
 $\beta_2 \gamma_c = 0.7$ Таблица В.3;
 $\beta_2 \gamma_c = 1.0$ Таблица В.3;
 $k_f = 20$ мм - катет углового шва;
 $\gamma_{мет} = 1.35$ - коэффициент надежности по металлу шва;

Расчет угловых сварных швов

Согласно СП 16.13.330.2017:
 14.1.16 Расчет сварного соединения с угловыми швами при действии силы N , проходящей через центр тяжести соединения, следует выполнять на срез (условий) по одному из двух сечений (рисунок 20) по формулам:
 при $\beta_1 R_{мет} / \beta_2 R_{ст} <= 1$ по металлу шва $N / \beta_1 k_f l_w R_{мет} \gamma_c <= 1$ (176)
 при $\beta_1 R_{мет} / \beta_2 R_{ст} > 1$ по металлу границы сплавления $N / \beta_2 k_f l_w R_{ст} \gamma_c <= 1$ (177)

Сначала находим расчетную длину шва:
 l_w - расчетная длина швов в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом по 1 см на каждом непрерывном участке шва;
 $l_w = 1200.0 - (2 * 10) = 1180.0$ мм
 Находим расчетное сопротивление соответственно металла шва и металла на границе сплавления:
 $R_{ш} = 0.55 R_{мет} / \gamma_{мет} = 0.55 * 590 / 1.35 = 240.37$ МПа
 $R_{гс} = 0.45 R_{ст} = 0.45 * 380 = 171$ МПа

Проверяем выполнение условия по металлу шва:
 $3763.0 / (1.0 * 0.7 * 20 * 1180 * 240.37 * 1.0) = 0.95$
 Значит: $N / \beta_1 k_f l_w R_{ш} \gamma_c < 1$ Условие выполняется

Проверяем выполнение условия по металлу границы сплавления:
 $3763.0 / (1.0 * 1.0 * 20 * 1180 * 171 * 1.0) = 0.93$
 Значит: $N / \beta_2 k_f l_w R_{гс} \gamma_c < 1$ Условие выполняется

Вывод:
 $\beta_1 R_{мет} / \beta_2 R_{ст} = (1.0 * 0.7 * 20) / (1.0 * 171) = 0.98$
 $\beta_1 R_{мет} / \beta_2 R_{ст} <= 1$ решающей была проверка по металлу шва

Процент загруженности сварного соединения:

14.1.8 Для угловых швов, размеры которых установлены в соответствии с расчетом, для элементов из стали с пределом текучести до 285 Н/мм² следует применять электродные материалы, удовлетворяющие условиям:
 $R_{эл} > R_{мет} = 240.37 > 171.00$ - при механизированной сварке;
 Условие выполняется
 $1.1 R_{эл} \leq R_{ш} \leq R_{ст} \leq R_{гс} \leq \beta_2 \gamma_c / \beta_1 \gamma_c = 1.10 * 171.00 = 188.10 \leq 240.37 \leq 244.29 = 171.00 * 1.00 / 0.70$ - при ручной сварке
 Условие выполняется
 Для элементов из стали с пределом текучести свыше 285 Н/мм² следует применять электродные материалы, удовлетворяющие условию:
 $R_{эл} < R_{ш} < R_{ст} < R_{гс} \leq \beta_2 \gamma_c / \beta_1 \gamma_c = 171.00 < 240.37 < 244.29 = 171.00 * 1.00 / 0.70$
 Условие выполняется

Требования к угловым сварным швам:
 а) Катет углового шва не должен превышать 1,2t, где t - наименьшая из толщин свариваемых элементов;

К расчету швов, прилегающих угловым

Прямоугольный элемент	Эквив. шов с равной силой в угловом шве	кР для первого шва	кР для второго шва
Равнобедренный уголок		0,7	0,3
Неравнобедренный уголок, прилегающий узкой полкой		0,75	0,25
Неравнобедренный уголок, прилегающий широкой полкой		0,65	0,35

Выводы:
 Решающей была проверка по металлу шва;
 Процент загруженности сварного соединения:
 Максимальная расчетная длина сварного соединения: мм - $85 \beta_1 k_f$
 Расчетная длина швов в сварном соединении: мм
 Растраивать длину шва: $l_w = 1200$ мм
 по обуху: 0,5 - 600 мм округляя до 5
 по пперу: 0,5 - 600 мм округляя до 5

Рекомендуемые толщины

Максимальное усилие в стержнях решетчатых, кН	До	Рекомендуемые толщины							
		160	260	410	610	1010	1410	1800	Более
Толщина t, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	

Катет шва, наложенного на закругленную кромку фасонного проката толщиной t, не должен превышать 0,9t.
 а) Расчетная длина углового шва должна быть не менее 4t и не менее 40 мм; $4k_f = 80$ мм
 г) Расчетная длина флангового шва должна быть не менее $85 \beta_1 k_f$, за исключением швов, в которых усилие действует на всю протяженность шва;
 $85 \beta_1 k_f = 1190.00$ мм
 д) Размер наклески должен быть не менее пяти толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов.

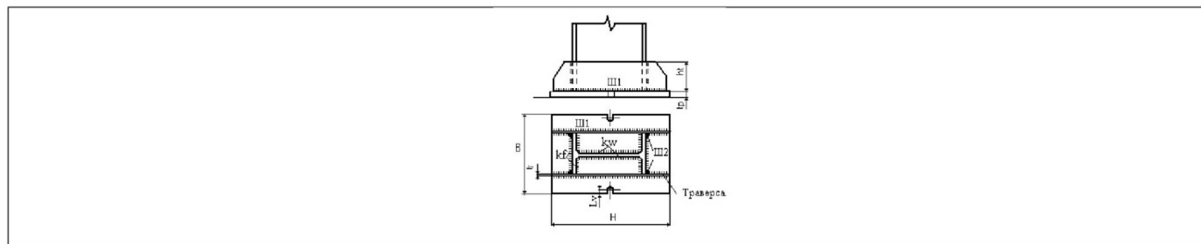
Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Расчет сварного шва составного сечения подкрановой ветви сквозной колонны

Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата
------	--------	------	------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР



Узел 880 : Исходные данные			
Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Колонна	Верхний пояс	—400 х 18,ГОСТ 19903 - 74*	--
	Сталь	С245,ГОСТ 27772-88	--
	Стенка	—340 х 6,ГОСТ 19903 - 74*	--
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Траверса	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	43.00	см
	Толщина	0.80	см
Плита	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	55.00	см
	Длина	55.00	см
	Толщина	4.40	см
Анкерный болт	Марка стали	Ст3пс4	--
	Диаметр	2.00	см
Бетон	Класс бетона	B20	--

Узел 880 : Результаты подбора (СП 16.13330.2011)								
Параметр	Свойство	Значение	Процент использования,%	Внутренние усилия				
				N, тс	M _y , тсм	Q _z , тс	M _z , тсм	Q _y , тс
Плита	Толщина trl	4.4 см	91.2	-351.229*	6.589*	-1.925	-0.406*	-0.141
	Длина H	55.0 см						
	Ширина B	55.0 см						
Траверса	Толщина t	0.8 см	95.4	-351.229*	6.589	-1.925	-0.406	-0.141
	Длина	55.0 см						
	Ширина	43.0 см						
Шов Ш1	Катет	0.6 см	25.4	-351.462*	6.598	-1.930	-0.162	-0.089
	Катет полки Kf	0.6 см						
	Катет стенки Kw	0.6 см						
Шов Ш2	Катет	0.8 см	51.1	-351.229*	6.589	-1.925	-0.406	-0.141

* - усилия, участвующие в подборе или проверке соответствующего параметра.

Предупреждения:

1. Узел 880 : Алгоритм-- База колонны работает на отрыв . Данный случай при расчете не предусмотрен.

file:///C:/Users/Vladimir/AppData/Local/Temp/%25d3%25e7%25e5%25eb%2520880(2).html

01.07.2022

Результаты расчета базы подкрановой ветви сквозной колонны

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	Недок	Подп.	Дата
------	--------	------	-------	-------	------

ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР

Лист
РР

Заключение

Результаты расчета по расчетному анализу проведенного на конструкцию здания Холодного склада показали следующие:

1. Максимальное суммарное перемещение в горизонтальной плоскости конструкции здания не превышает 83мм и в вертикальной плоскости 49мм, что соответствует нормам СП 16.13330.2016 Нагрузки и воздействия.
2. Осадка основания под фундаментом здания составила 21мм по крайнему ряду колонн
3. Осадка основания под фундаментом здания составила 32мм по среднему ряду колонн, что соответствует нормам СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.
4. Подбранная расчетом площадь арматуры в железобетонных конструкциях запроектирована на больший номер по сортаменту от расчетной площади арматуры.
5. Подобранные расчетом сечения элементов металлических конструкций имеют запас по местной устойчивости, регламентированных нормами в таблице перемещений по СП 16.13330.2016 Нагрузки и воздействия .
6. Нормативные нагрузки и коэффициенты запаса по нагрузкам приняты по актуализированным сводам Правил и строительным нормам.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					ПЗ 22-02-22-ТС-КР.РР	Лист	
			Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подп.	Дата	РР