

STEEL 2REAL '19

МЕЖДУНАРОДНЫЙ КОНКУРС РАБОТ СРЕДИ СТУДЕНТОВ И
ВЫПУСКНИКОВ ВУЗОВ С АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫМ ПРОФИЛЕМ
«STEEL2REAL-2019»

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

«Проект конструктивных решений детского сада
на основе стального каркаса»

код участника K_II_001146

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

Оглавление

1.	ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.....	4
2.	ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ.....	5
3.	СБОР НАГРУЗОК.....	6
3.1.	Вес конструкций.....	6
3.2.	Равномерно распределенные нагрузки от людей и оборудования	8
3.3.	Снеговая нагрузка	10
3.4.	Ветровая нагрузка	12
4.	ПАРАМЕТРЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ.....	13
4.1.	Расчетная модель здания.....	13
4.2.	Жесткостные характеристики.....	15
4.3.	Расчетные длины стержней.....	15
4.4.	Предельные перемещения.....	18
4.5.	Схемы приложения нагрузок в программе LIRASAPR	19
4.6.	Расчетные сочетания нагрузок (РСН).....	22
4.7.	Расчетные сочетания усилий (PCY).....	23
4.8.	Устойчивость	23
5.	РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА ТРЕХМЕРНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА.....	24
5.1.	Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1)	24
5.2.	Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2)	26
5.3.	Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 +ветровая X + пульсация).....	29
5.4.	Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 +ветровая +Y + пульсация)	31
5.5.	Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 +ветровая -Y + пульсация)	33
5.6.	Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2+ветровая X + пульсация).....	36

Подп. и дата	4.8. Устойчивость.....	23
	5. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА ТРЕХМЕРНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА.....	24
Взам. инв. №	5.1. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1)	24
	5.2. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2)	26
	5.3. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 +ветровая X + пульсация).....	29
	5.4. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 +ветровая +Y + пульсация)	31
	5.5. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 +ветровая -Y + пульсация)	33
	5.6. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2+ветровая X + пульсация).....	36
Подп. и дата		
Инв. № дубл.		
Подп. и дата		
Инв. № подл		

5.7. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2 +ветровая +Y + пульсация)	38
5.8. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2 +ветровая -Y + пульсация)	40
6. РЕЗУЛЬТАТЫ ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА	43
6.1. Перекрытие	43
6.2. Структурное покрытие	46
6.3. Покрытие из балки с перфорированной стенкой.....	49
6.4. Главные балки	52
6.5. Колонны	53
6.6. База	54
6.7. Болтовые соединения.....	55
7. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ РАСЧЕТЫ	57
7.1. Прогрессирующее обрушение	57
7.2. Аварийные воздействия	57
7.3. Модальный анализ	58
7.4. Долговечность	59
7.5. Огнестойкость	60
8. ОБЩИЕ ВИДЫ КОНСТРУКЦИЙ	62
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	66

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	К_И_001146									
Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лис	Изм.	№ докум.	Подп.	Дата	Стадия	Лист	Листов		
					Разраб.								3	66
					Пров.									
					Т. контр.									
					Н. контр.									
Утв.														

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Разработан проект конструктивных решений наземной части здания детского сада со стальным каркасом в Московской области. Здание проектируется для дошкольной образовательной организации (ДОО) общего типа – реализующей общеразвивающую программу для детей раннего и дошкольного возраста (от двух до восьми лет), режим работы – полный день (до 12 часов).

Исходные данные:

Район строительства	Московская область
Снеговой район	III
Ветровой район	I
Минимальная высота помещений	Не менее 3,0 м
Назначение здания	Детский сад
Этажность	3 этажа
Общая вместимость здания	Не менее 240 мест
Уровень ответственности здания	Нормальный
Тип местности	B
Функциональное назначение кровли	Неэксплуатируемая
Каркас здания	Стальные конструкции
Конструкция перекрытий	Сборные ж.-б. плиты без совместной работы с балкой каркаса
Наружные стены	Самонесущие каркасно-обшивные
Опора для нижних колонн	Шарнирная/ жесткая неподвижная
Стены лестничных клеток	Железобетонные

Здание малоэтажное (2-3 этажа) и относится к нормальному уровню ответственности (КС-2), устанавливают коэффициент надежности по ответственности $\gamma_{нр}$ равным 1,0 и расчетный срок службы не менее 50 лет по ГОСТ 27751-2014. В соответствии с требованиями Федерального закона РФ №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» в части обеспечения безопасности объекта принято:

Степень огнестойкости здания	I
Класс конструктивной пожарной опасности	C0
Класс по функциональной безопасности	Ф4.1
Класс пожарной опасности строительных конструкций	K0

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата	К_И_001146	Лист 4

2. ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ

В ДОО предусмотрены отдельные залы для музыкальных и физкультурных занятий, расположенные на 2 этаже среднейсекции. В соответствии с этим, было решено перекрыть данные помещения пространственной системой плоских покрытий (так называемой структурнойконструкцией). Над боковыми секциями здания в качестве покрытия используются перфорированные балки.

Здание разделено на секции деформационными швами. Характерные размеры здания в плане 59,2 м × 30,6 м. Секции высотой 12,8 и 8,5 м. Более высокие имеют размеры в плане 27,6 м × 17,6 м. Средняя секция размерами 24,0 м × 17,0 м.

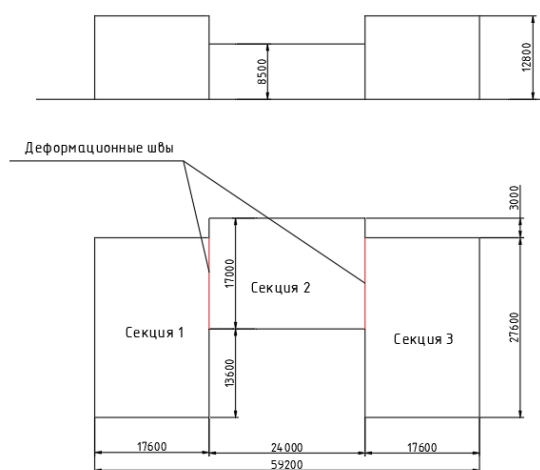


Рисунок 2.1. Схема здания

Конструкция плиты с размерами в плане 24 × 10,5 м и 18 × 7,5 м имеет ортогональную сетку поясов с ячейкой 1,5 × 1,5 м и высоту по осям поясов $h=1,06$ м. Узлы верхнего и нижнего поясов соединены раскосами. Все стержни имеют одинаковую конструкцию, состоят из труб с приваренными к торцу шайбами. В отверстия шайб пропускаются стержни высокопрочных болтов с закрепленными на них муфтами из шестигранника. Для соединения стержней в пространственную конструкцию служат узловые элементы, которые представляют собой стальной многогранник с резьбовыми отверстиями. В покрытии растягивающие усилия от узла передаются высокопрочными болтами, сжимающие — шестигранными муфтами. Опираение на колонну шарнирное.

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата	

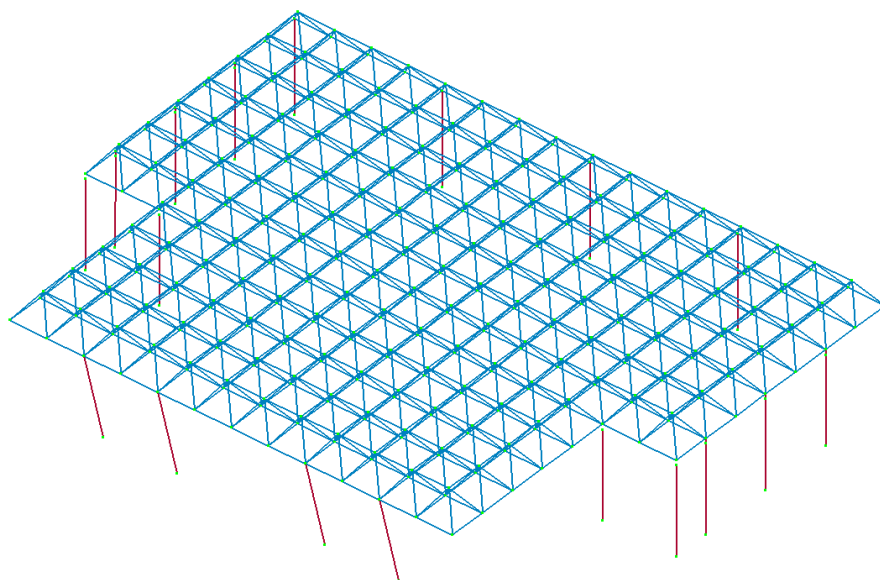


Рисунок 2.2. Расчетная схема структуры

Для повышения эффективности балочной конструкции покрытия применяется сквозной двутавр, образованный распуском горячекатанного исходного двутавра путем разрезки его стенки по ломаной линии с последующей сваркой встык частей двутавра по выступающим гребням разрезанной балки. По сравнению с обычным двутавром несущая способность больше в 1,3-1,5 раза, из других достоинств – дешевизна, компактность, транспортабельность, возможность автоматизации изготовления.

3. СБОР НАГРУЗОК

3.1. Вес конструкций

Наружные стены – самонесущие каркасно-обшивные, вертикальную нагрузку на основной каркас не передают.

Внутренние стены – по заданию каркасно-обшивные перегородки весом 35 и 60 кг/м²(или 0,35 и 0,6 кН/м²):

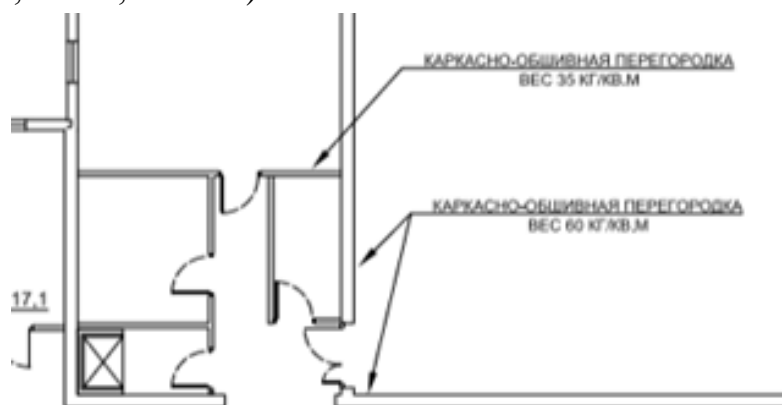


Рисунок 3.1.1. Выкладка из задания на проектирование

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

Вес полов на перекрытие типового этажа

Таблица 3.1. Постоянные нагрузки от покрытия полов на перекрытие типового этажа

№	Помещения	Состав	Норм., кН/м ²	γ _f	Расч., кН/м ²
1	Детского блока (спальная, игровая, раздевальная, буфетная)	Паркет штучный 10 кг/м ²	0,1	1,2	0,12
		Клей 0,0014 кг/м ³			
		Фанера 10 мм; 750 кг/м ³	0,075	1,2	0,09
		Клей 0,0014 кг/м ³			
		Стяжка ц/п М150 40 мм; 1800 кг/м ³	0,72	1,3	0,936
		Пенополистирол 60 мм; 25 кг/м ³	0,015	1,2	0,018
Итого			0,91		1,164
2	Медицинские, служебные помещения, кладовые, туалетные, санузлы	Керамические плитки γ = 10 кг/м ²	0,1	1,2	0,12
		Клей 0,0014 кг/м ³			
		Стяжка ц/п М150 40 мм; 1800 кг/м ³	0,72	1,3	0,936
		Пенополистирол 60 мм; 25 кг/м ³	0,015	1,2	0,018
		Полиэтиленовая пленка			
Итого			0,835		1,074
3	Лестницы, коридоры, вестибюли	Керамические плитки γ = 10 кг/м ²	0,1	1,2	0,12
		Клей 0,0014 кг/м ³			
		Стяжка ц/п М150 40 мм; 1800 кг/м ³	0,72	1,3	0,936
Итого			0,82		1,056
4	Залы для музыкальных и физкультурных занятий	Спортивный паркет с водоотводящей подкладкой 18 мм; 9 кг/м ²	0,09	1,2	0,108
		Клей 0,0014 кг/м ³			
		Фанера 10 мм; 750 кг/м ³	0,075	1,2	0,09
		Клей 0,0014 кг/м ³			
		Стяжка ц/п М150 40 мм; 1800 кг/м ³	0,72	1,3	0,936
Итого			0,885		1,134

Вес покрытия

Таблица 3.1.2. Постоянные нагрузки от пирога кровли на покрытие

Состав	Норм., кН/м ²	γ_f	Расч., кН/м ²
ПВХ-мембрана 1,5 кг/м ²	0,015	1,2	0,018
Стяжка ц/п М150 50 мм; 1800 кг/м ³	0,72	1,3	0,936
Минераловатные плиты 150 мм; 400 кг/м ²	0,6	1,2	0,72
Пароизоляция 0,11 кг/м ²			
Профлист Н75-750-0.8 8,4 кг/м	0,084	1,05	0,042
Прогон из швеллера (автоматически в ПВК)			
Итого	1,419		1,716

Подп. и дата	Подп. и дата
Взам. инв. №	Взам. инв. №
Инв. № дубл.	Инв. № дубл.
Подп. и дата	Подп. и дата
Инв. № подл.	Инв. № подл.

3.2. Равномерно распределенные нагрузки от людей и оборудования

Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_t , кПа, определены в соответствии с п. 8.2 из СП 20.13330.2016:

Спальные помещения ДОО – не менее 1,5 кПа;

Бытовые помещения (раздевальные, туалетные, сан. узлы, помещения уборочного инвентаря, кладовые, буфетные, служебные помещения персонала) – не менее 2,0 кПа.

Спортивные и концертные залы (зал для музыкальных занятий, для физкультурных занятий, игровые) – не менее 4,0 кПа.

Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям:

- спальным, бытовым – не менее 3,0 кПа;
- спортивным, концертным – не менее 4,0 кПа.

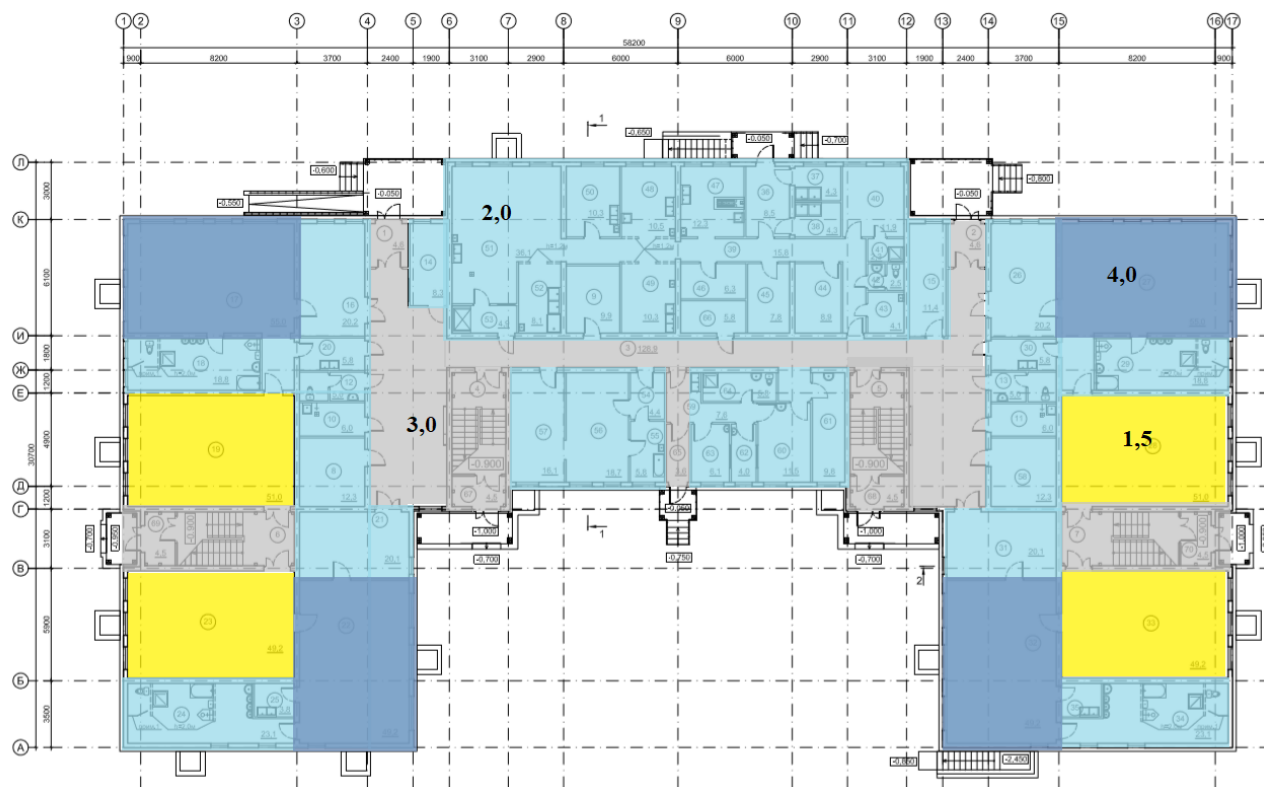


Рисунок 3.2.1. План 1-го этажа

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

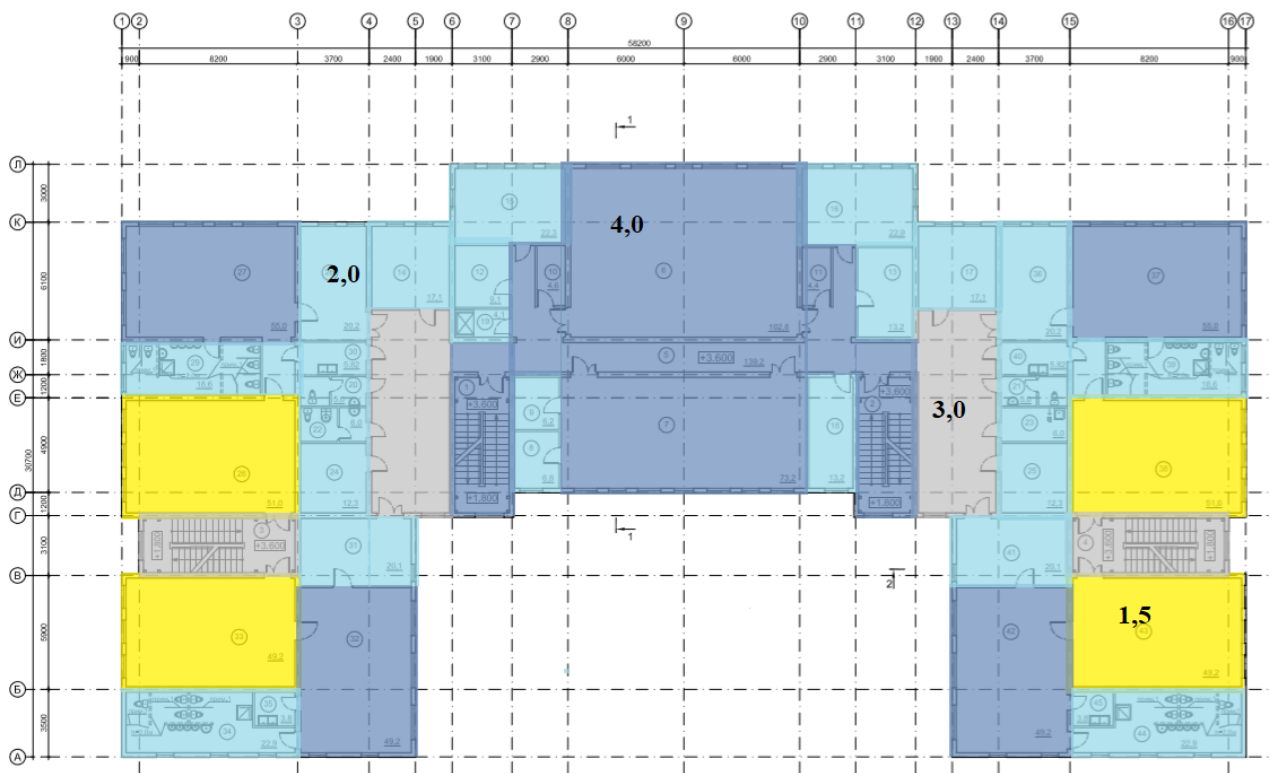


Рисунок 3.2.2. План 2-го этажа

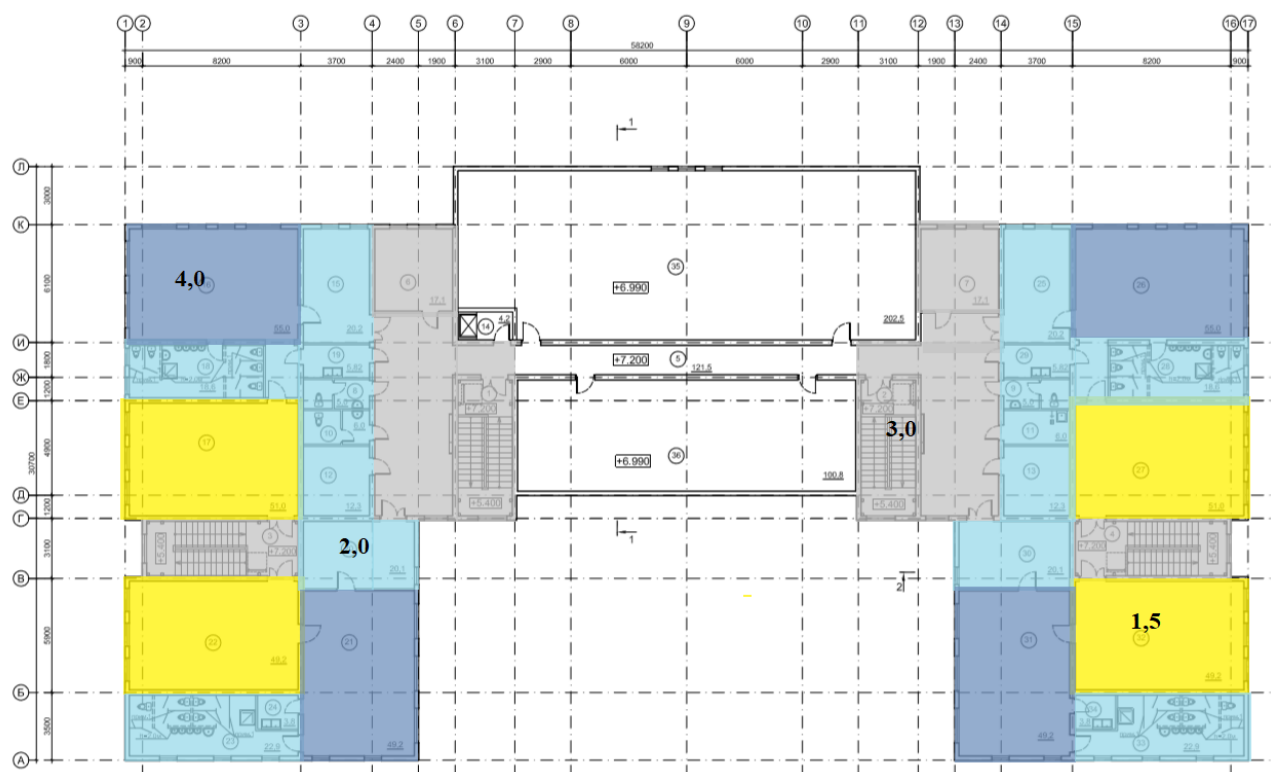


Рисунок 3.2.3. План 3-го этажа

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

3.3. Снеговая нагрузка

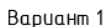
Сбор снеговой нагрузки выполнен в программе ВеСТ по СП 20.13330.2011, поэтому полученные значения делятся на коэффициент 0,7, который ранее учитывался при получении нормативного значения снеговой нагрузки.

Таблица 3.3.1. Сбор снеговой нагрузки

Параметр	Значение
Снеговой район	III
Вес снегового покрова на 1 м ² горизонтальной поверхности земли S_g	1,5 кН/м ²
Тип местности	B
Средняя скорость ветра зимой	2,53 м/с
Средняя температура января	-10 °C
Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	1,4
Термический коэффициент c_t	1
Коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов c_e	$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c)$
Характерный размер покрытия	$l_c = 2b - \frac{b^2}{l}$
Нормативное значение снеговой нагрузки	$S_0 = c_e c_t \mu S_g$
Расчетное значение снеговой нагрузки	$S = S_0 \gamma_f$

	Крайний сектор	Средний сектор
Высота здания Н	12,8 м	8,5 м
Ширина здания В	17,6 м	17,0
Длина здания L	27,6 м	24,0
Уголуклонакровли α	0	0
Коэффициент k ($z_e = H$)	0,706	0,605
Характерный размер покрытия	23,98 м	21,96 м
Коэффициент c_e	0,7326	0,7501
Коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ	1	1 (Вариант 1) Вариант 2: $\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l'_1 + m_2 l'_2)$ $\mu_1 = 1 - \frac{m_2 l'_2}{l'_2 - h}$
S_0 , кН/м ²	1,099	2,339 (Вариант 1) 0,577 (Вариант 2)
S , кН/м ²	1,54	3,27 0,81

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата					Лист 10
Изм.	№ докум.	Подп.	Дата	К_И_001146					



Вариант 2

$h = 4,3$ м – перепад высот;

Длины участков верхнего (l'_1) и нижнего (l'_2) покрытия, с которых переносится снег в зону перепада высоты, принимают для покрытия без продольных фонарей или с поперечными фонарями:

$$\mu = 1 + \frac{0,4}{4,3} (17,6 + 24) = 2,079$$

Длина зоны повышенных снегоотложений $b = 2h = 8,6 \text{ м} < l'_2 = 24 \text{ м}$ (2).

$$\mu_1 = 1 - \frac{m_2 l'_2}{l'_2 - h} = 1 - \frac{0,4 \cdot 24}{24 - 4,3} = 0,513$$

3.4. Ветровая нагрузка

Нормативное значение основной ветровой нагрузки w определяется как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих:

$$w = w_m + w_p.$$

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки будет учитываться при расчете в программном комплексе.

Таблица 3.4.1. Сбор средней ветровой нагрузки

Параметр	Ветер X	Ветер Y
Средняя составляющая основной ветровой нагрузки	$w_m = w_0 k(z_e) c$	
Ветровой район	I	
Нормативное значение ветрового давления w_0	0,23 кН/м ²	
Размер здания в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра, d	27,6 м	59,2 м
Высота здания $h = z_e$	12,8 м и 8,5 м	12,8 и 8,5 м
Коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты $k(z_e)$	0,706 и 0,605	0,706 и 0,605
Аэродинамический коэффициент c	Наветренная сторона 0,8 Подветренная сторона -0,5	
$e = 2h$	25,6 м	

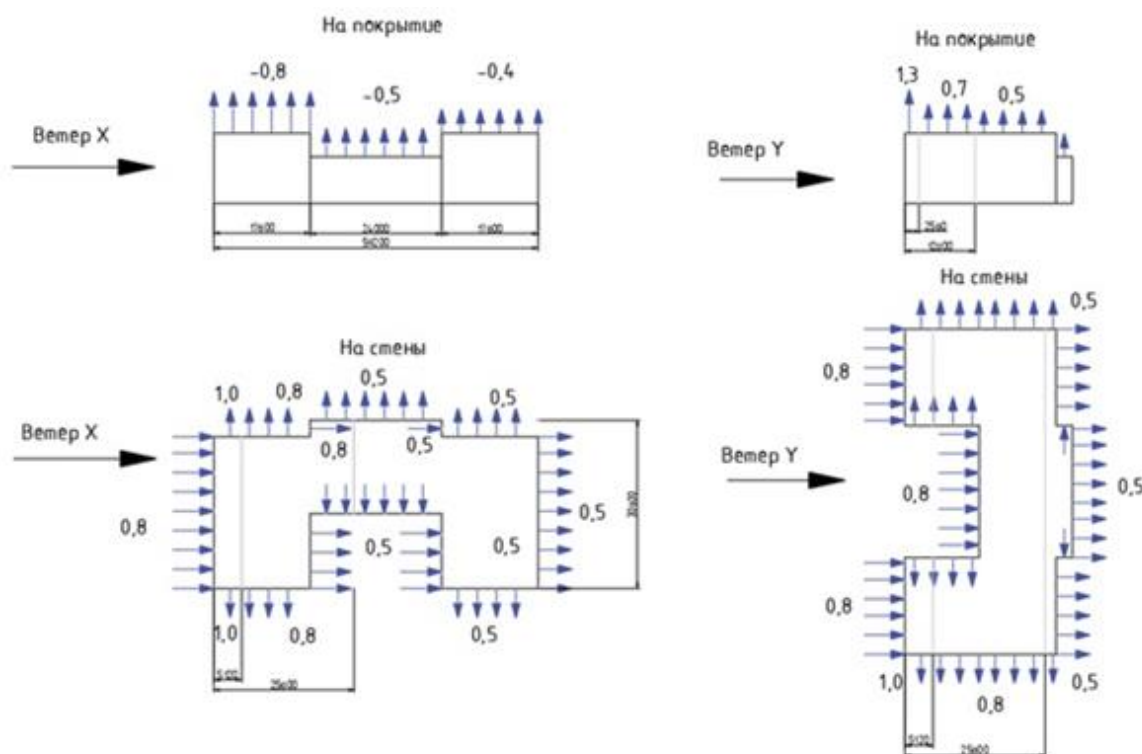


Рисунок 3.4.1. Схема с аэродинамическими коэффициентами

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

4.2. Жесткостные характеристики

Список типов жесткостей

- 1. Профиль "Молодечно" 160 х 5 (Колонна)
- 2. Труба 50 х 8 (Структура ВП)
- ┌ 3. Двутавр 45Б1 (Ригель)
- ┌ 4. Двутавр 20Б1 (Косоур)
- ┌ 5. Двутавр 25Б2 (Второстепенная балка)
- ◆ 6. Пластина Н 10 (Плита)
- 7. Профиль "Молодечно" 40 х 2 (Опорные стержни для структуры)
- ┌ 8. Швеллер 14П (Прогон по структуре)
- 9. Профиль "Молодечно" 80 х 4 (Связи)
- 10. Труба 38 х 4 (Структура Раскосы)
- ┌ 11. Двутавр 16Б1 (Горизонтальные связи по покрытию)
- 12. Профиль "Молодечно" 180 х 5 (Колонны средние)
- 13. Профиль "Молодечно" 200 х 10 (Колонны лестница 1)
- 14. Профиль "Молодечно" 150 х 5 (Колонны структура)
- 15. Профиль "Молодечно" 150 х 5 (Колонна лестница 2)
- ┌ 16. Двутавр 35Б1 (Косоур)
- 17. Труба 50 х 7 (Структура НП)
- ┌ 18. Двутавр 50Б1 (Площадка лестница)
- ┌ 19. Двутавр 60Б2 (Площадка лестница 2)

Для труб принимается материал – сталь 20.

Для остальных стальных элементов – сталь С255.

Для сталежелезобетонной плиты перекрытия – сталь С255 (второстепенная балка из двутавра 25Б2), бетон В35, арматура продольная – А400, поперечная – А240.

4.3. Расчетные длины стержней

Расчетные длины элементов **пространственных структурных конструкций** принимаются по таблице 26 из СП 16.13330.2017:

$$l_{ef} = l = 1,5 \text{ м}$$

Радиус инерции сечений элементов при определении гибкости $i = i_{min}$

Расчетные длины **колонн (стоек)** постоянного сечения определяются по формуле $l_{ef} = \mu l$, где l – высота этажа, μ – коэффициент расчётной длины.

Этажи имеют высоту 3,6 м, кроме этажа со спортзалом, где стойки длиной 3,9 м.

Принимаются значения, полученные в программе ЛИРА-САПР, при расчете на устойчивость:

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата		

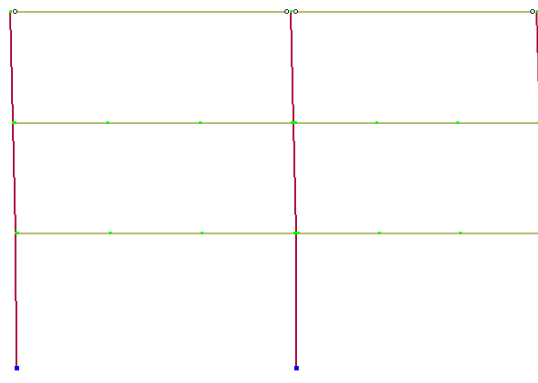
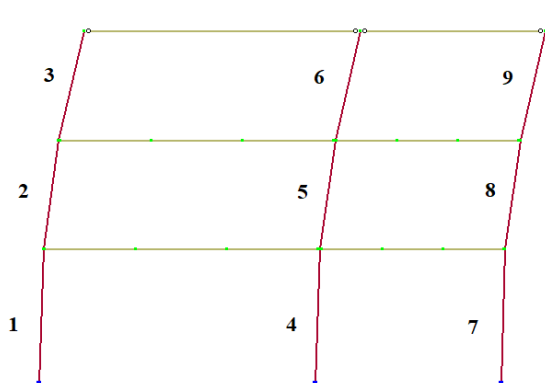


Рисунок 4.3.1. Рампы осей А, Б и т.п. для определения расчетных длин секций 1,3

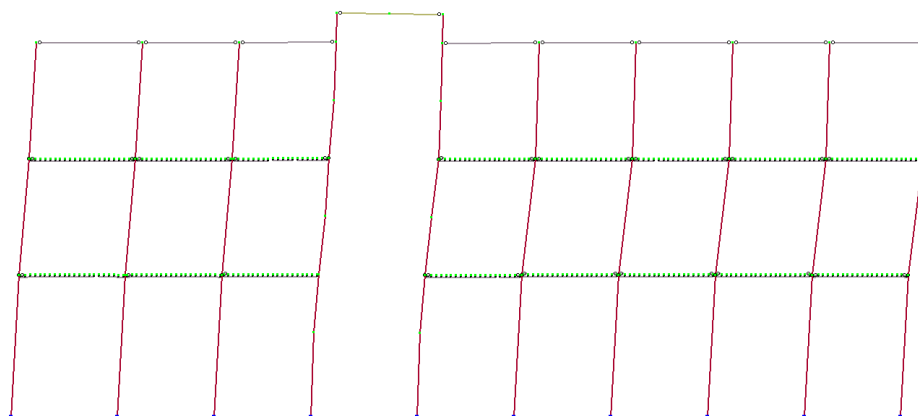


Рисунок 4.3.2. Рамы по осям 1, 3, 4, 5 для определения расчетных длин секций 1,3

Таблица 4.3.1. Расчетные длины стоек секций №1, №3, м

Ось	1	2	3	4	5	6	7	8	9
А	2,38	3,56	5,0	1,78	2,69	3,89	2,63	4,02	6,05
Б	1,93	3,02	5,0	1,43	2,25	3,89	2,08	3,32	6,05
В	2,01	3,12	5,0	1,47	2,31	3,89	2,13	3,38	6,05
И	2,01	3,12	5,0	1,44	2,25	3,68	1,98	3,12	5,32
К	1,97	3,07	5,0	1,43	2,23	3,68	1,96	3,00	5,32
М	1,83	2,89	5,0	1,37	2,16	3,68	1,77	2,55	5,32
Н	1,75	2,78	5,0	1,34	2,11	3,68	1,87	2,73	5,32
П	2,24	3,40	5,0	1,71	2,57	3,68	2,21	3,29	5,32



Рисунок 4.3.3. Схема для определения расчетных длин по оси Л секции 2

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. инв. №
Инв. № дубл.	Подп. и дата
	Взам. инв. №
Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. инв. №

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

Таблица 4.3.2. Расчетные длины стоек секции №2 по осям 3-Л

Оси	6	8	9	10	12
М	2,88	2,75	2,73	2,75	2,87
Н	2,51	2,43	2,39	2,43	3,28
П	4,78	2,51	2,39	2,51	4,73
Р	4,00	1,99	1,78	1,99	4,00

При этом на оси Л имеются колонны в верхнем ярусе, чьи расчетные длины: 7,13 (6), 2,79 (8), 2,44 (9), 2,79 (10), 7,13 (12) метров. В скобках указаны оси.

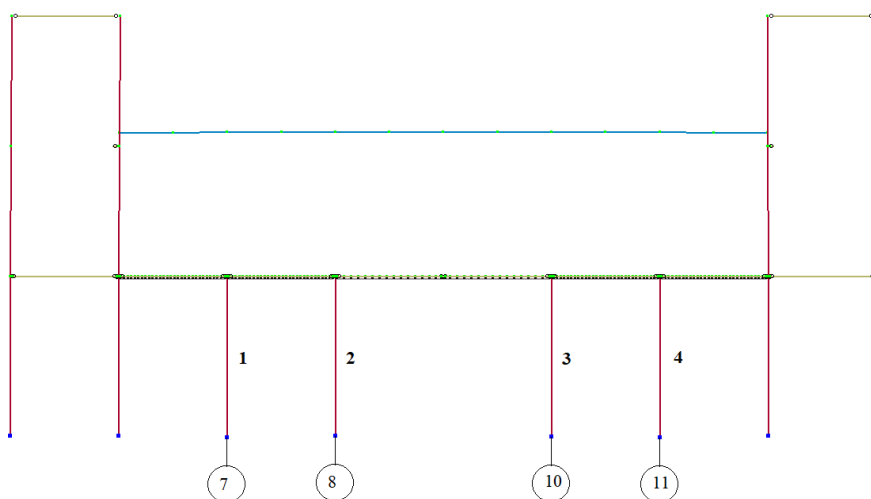


Рисунок 4.3.4. Схема по оси Ж секции 2

Таблица 4.3.3. Расчетные длины стоек по осям Д, Ж в секции №2

Оси	7	8	10	11
К	1,99	1,94	1,93	2,01
И	3,04	2,37	2,35	3,13

На оси Д есть колонны на втором этаже, которые имеют расчетные длины: 2,75 (7), 3,14 (8), 3,14 (10), 2,75 (11).

Для каркасов лестниц расчетные длины следующие:

Таблица 4.3.4. Расчетные длины стоек в секциях 1,3

Ось	1	2	3	4	5	6	7
1Г	2,73	4,41	4,81	5,82	6,86	8,40	20,97
1Д	3,02	4,75	5,26	5,77	6,77	8,14	20,16
2Г	7,22	1,67	2,09	3,16	9,02		
2Д	7,63	1,72	2,10	2,92	9,03		

Таблица 4.3.5. Расчетные длины стоек в секции 2

Ось	1	2	3	4	5
5Д	6,51	10,68	10,79	13,19	6,70
6Д	6,49	10,63	10,80	13,15	6,68

Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

К_И_001146

Лист

17

Изм. № докум. Подп. Дата

5Ж	5,40	11,02	11,33		
6Ж	4,77	8,84	11,23		
	16,96	4,26	8,33		
	15,69	3,63	6,19		
5К	3,62	5,24	6,24		
6К	2,99	5,24	6,24		

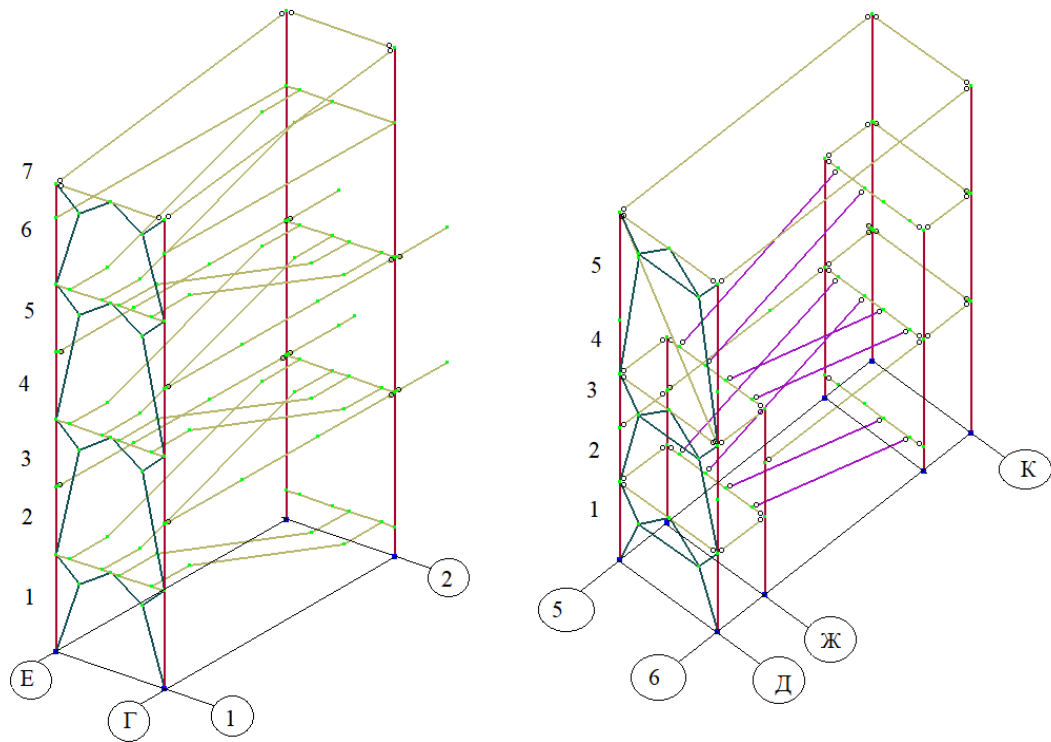


Рисунок 4.3.5. Схема для определения расчетных длин лестниц

4.4. Предельные перемещения

Предельные прогибы элементов конструкций приведены в таблице Д.1. Их считают для балок, плит покрытия, структурного покрытия по эстетико-психологическим требованиям.

Таблица 4.4.1. Вертикальные предельные прогибы

Элемент	Пролет, м	Табличные значения	Предельный прогиб, м
Балка, плиты, покрытие	3	$l/150$	0,02
	6	$l/200$	0,03
	12	$l/250$	0,048
	24	$l/300$	0,08
Лестницы (марши, площадки, косоуры)	Таблица 4.6		

Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

Предельные прогибы элементов перекрытий (балок, ригелей, плит), лестниц, балконов, лоджий, помещений жилых и общественных зданий исходя из физиологических требований следует определять по формуле

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30n^2(bp + p_1 + q)},$$

где p - нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания; p_1 - пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытия; q - нормативное значение нагрузки от веса рассчитываемого элемента и опирающихся на него конструкций, $q = 0,28$ кПа; n - частота приложения нагрузки при ходьбе человека.

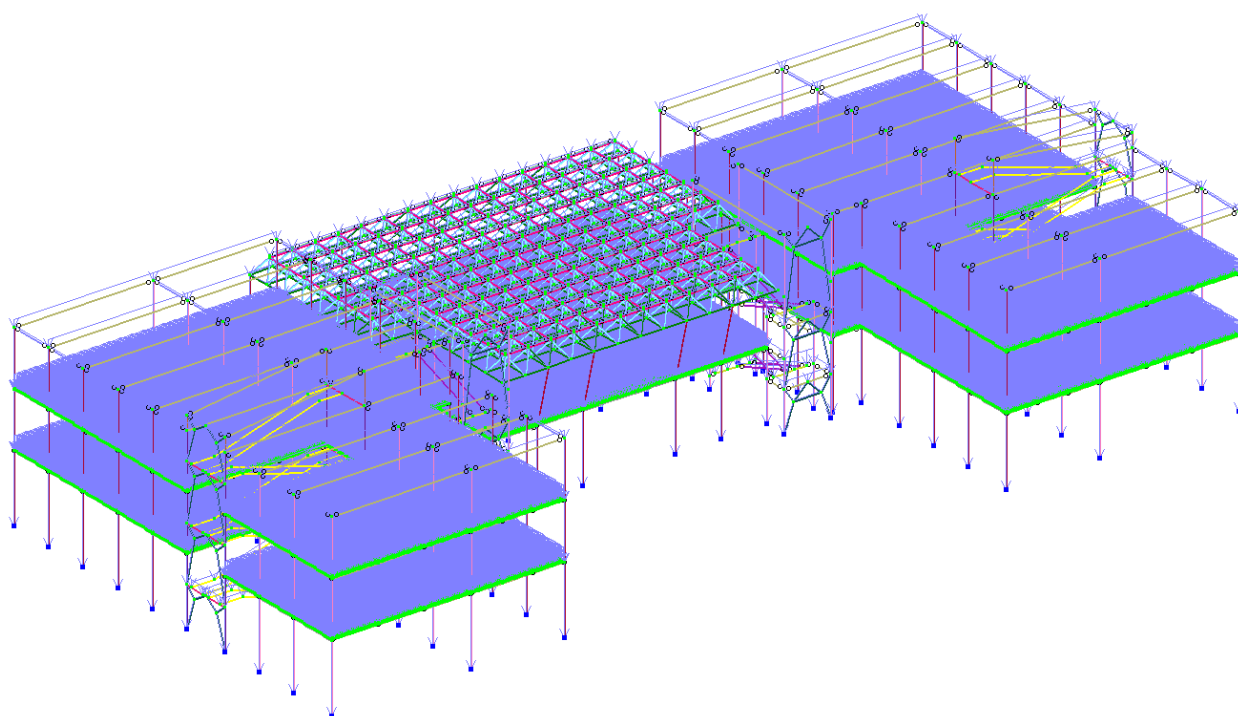
$$b = 125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha p a l}} = 125 \sqrt{\frac{0,8}{0,5 \cdot p \cdot 3 \cdot l}},$$

где Q - вес одного человека; α - коэффициент, принимаемый равным 0,5 при опирании плит; a - шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м; l - расчетный пролет элемента конструкции, м.

Таблица 4.4.2. Физиологические предельные прогибы плит перекрытий

Позиция	Помещения	p , кПа	p_1 , кПа	n , Гц	l , м	b	f_u , м
1	Спальные	0,25	0,525	1,5	6	74,54	0,00789
2	Служебные помещения	0,25	0,7	1,5	6	60,86	0,01104
2	Бытовые	0,5	0,7	1,5	9	43,03	0,00956
4	Залы	0,5	1,4	1,5	18 ($a = 9$)	17,56	0,03029
12	Лестницы 1	0,5	1,05	1,5	6	52,70	0,00961
12	Лестницы 2	0,5	1,4	1,5	6	52,70	0,0113

4.5. Схемы приложения нагрузок в программе LIRASAPR



Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

К_И_001146

Лист

19

Изм. № докум. Подп. Дата

Рисунок 4.5.1. Постоянные (Собственный вес конструкций)

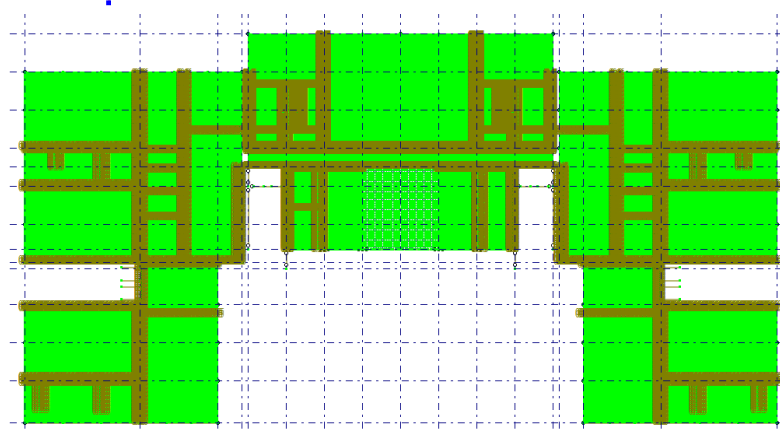
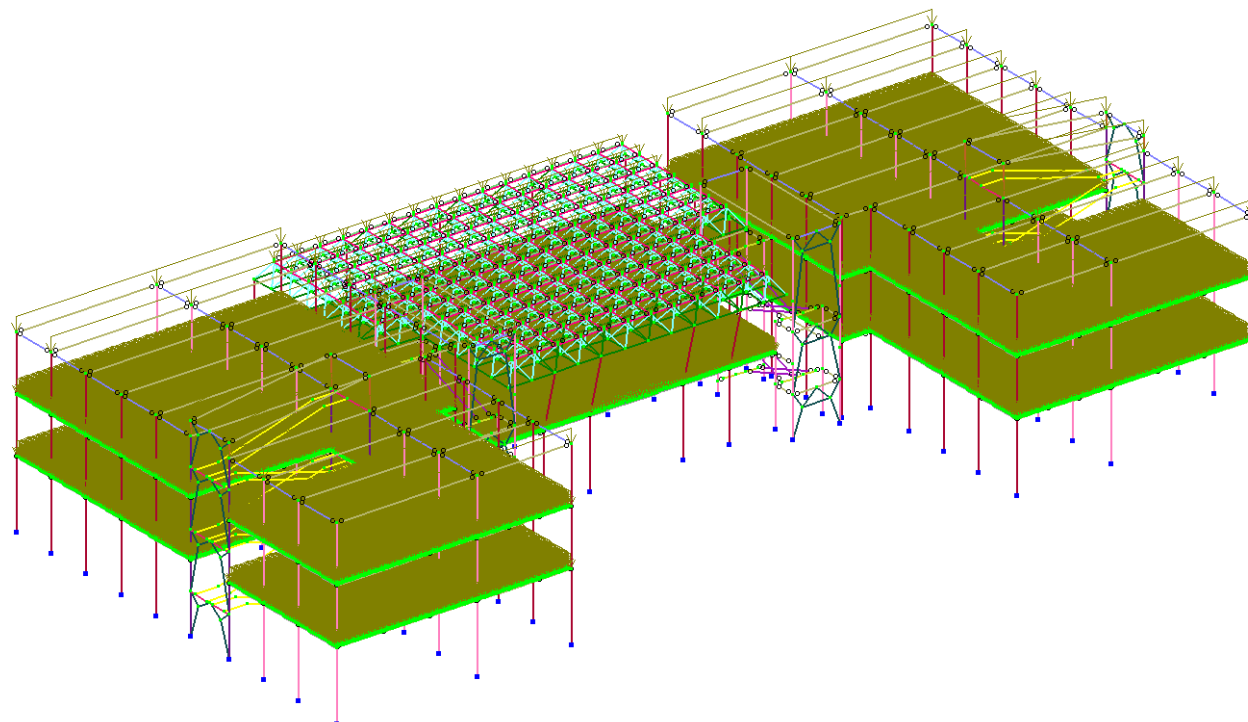
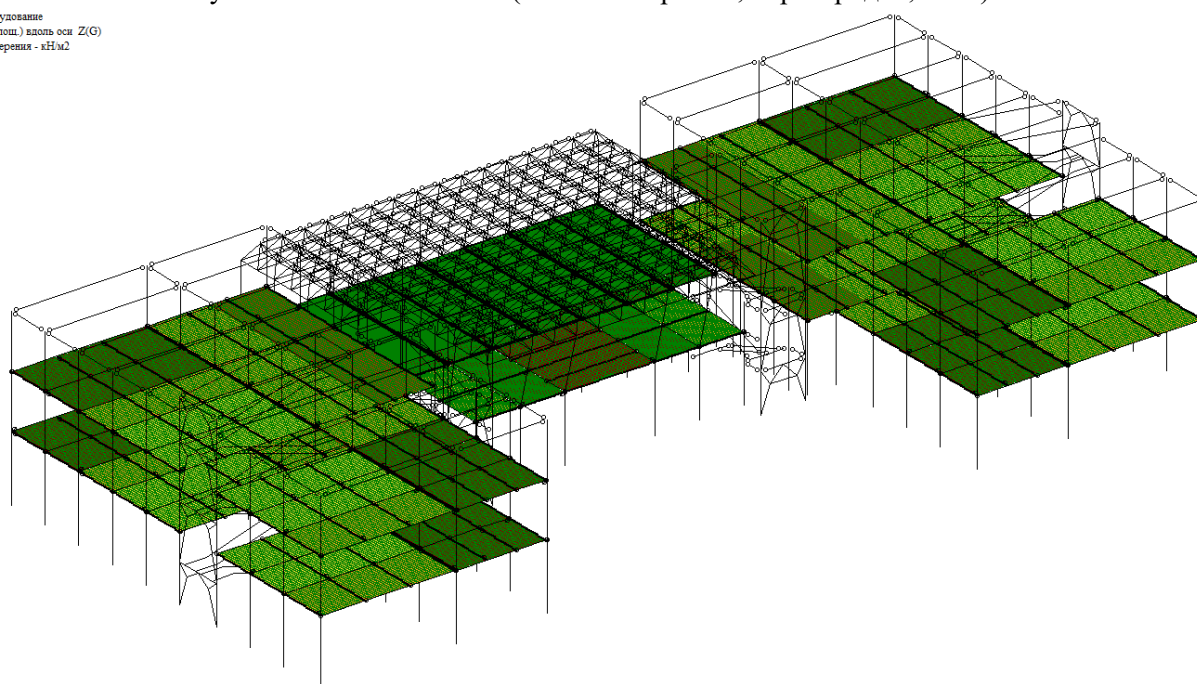


Рисунок 4.5.2. Постоянные (от веса покрытия, перегородок, пола)

Лесты и оборудование
Мозаика (плос.) вдоль оси Z(G)
Единицы измерения - кН/м2



Инв. № подл.	Подш. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подш. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

К_И_001146

Лист

20

Рисунок 4.5.3. Длительные (от людей и оборудования)

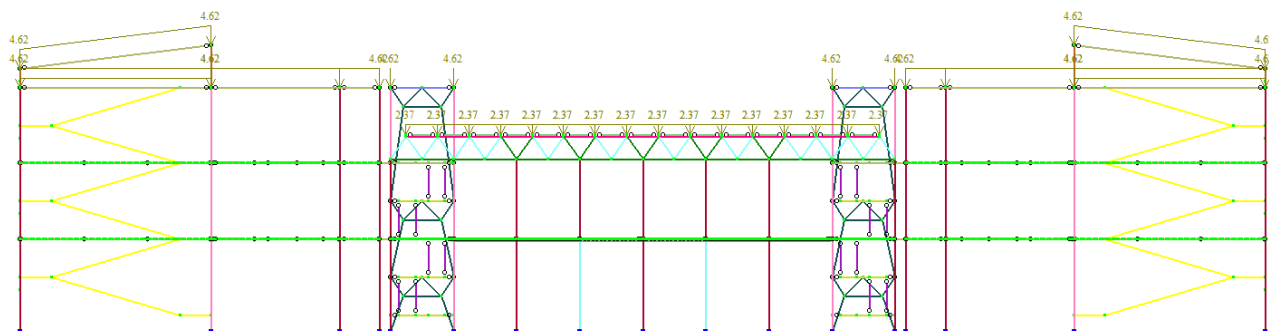


Рисунок 4.5.4. Снеговая (Вариант 1)

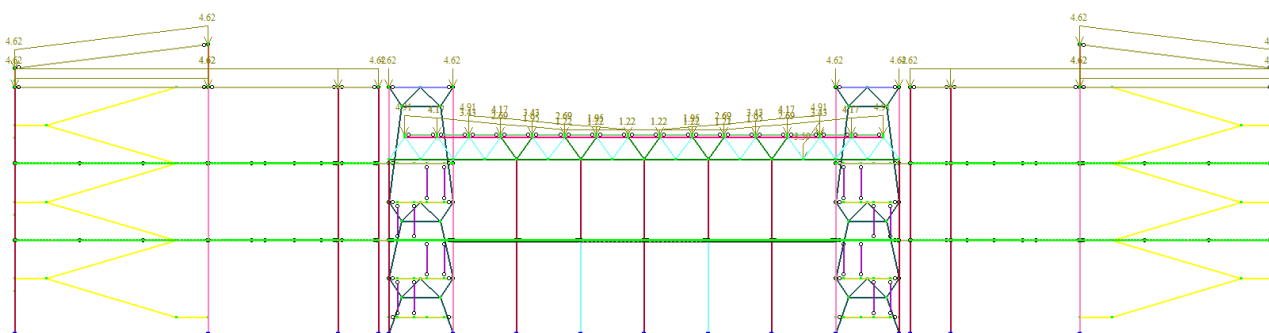


Рисунок 4.5.5. Снеговая (Вариант 2)

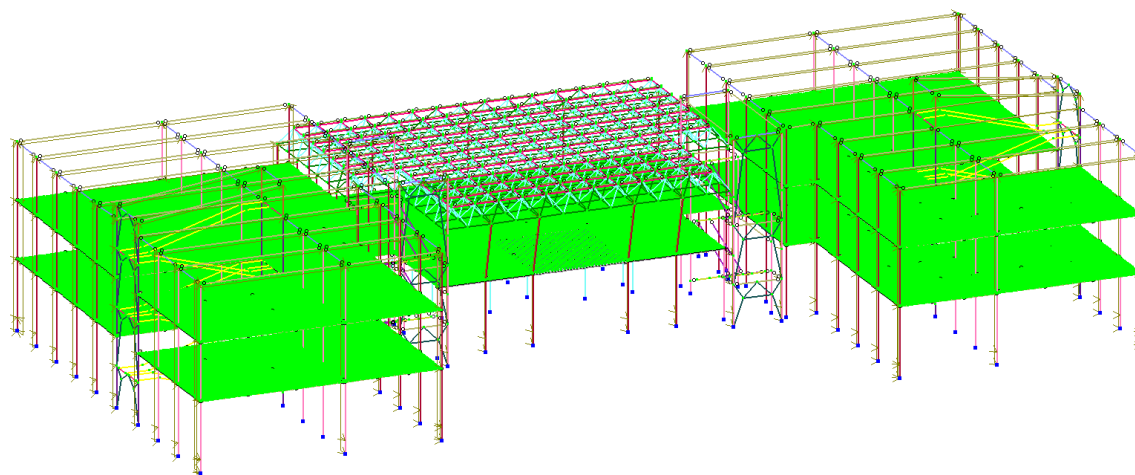
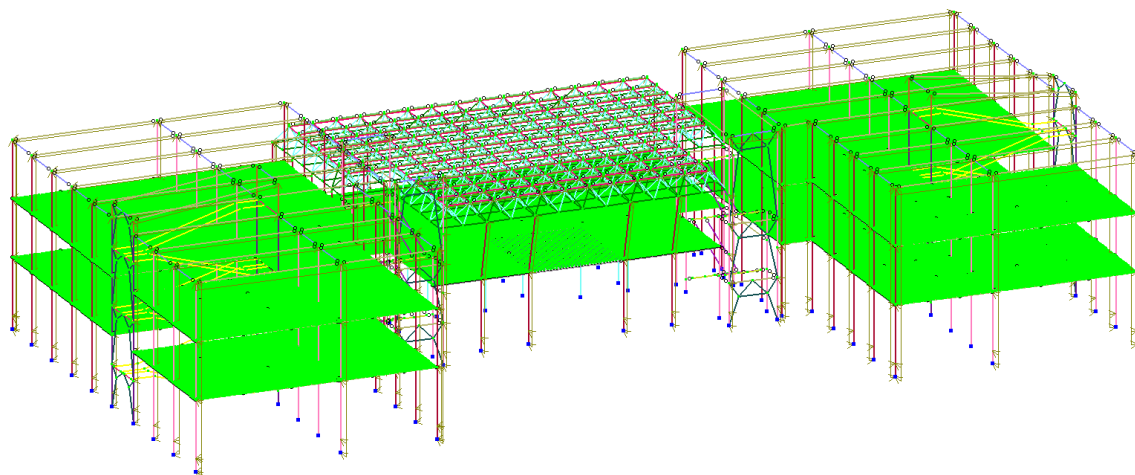


Рисунок 4.5.6. Ветровая (по оси X)



Подш. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подш. и дата

Инв. № подл

Изм.

№ докум.

Подп.

Дата

К_И_001146

Лист

21

Рисунок 4.5.7. Ветровая (по оси Y)

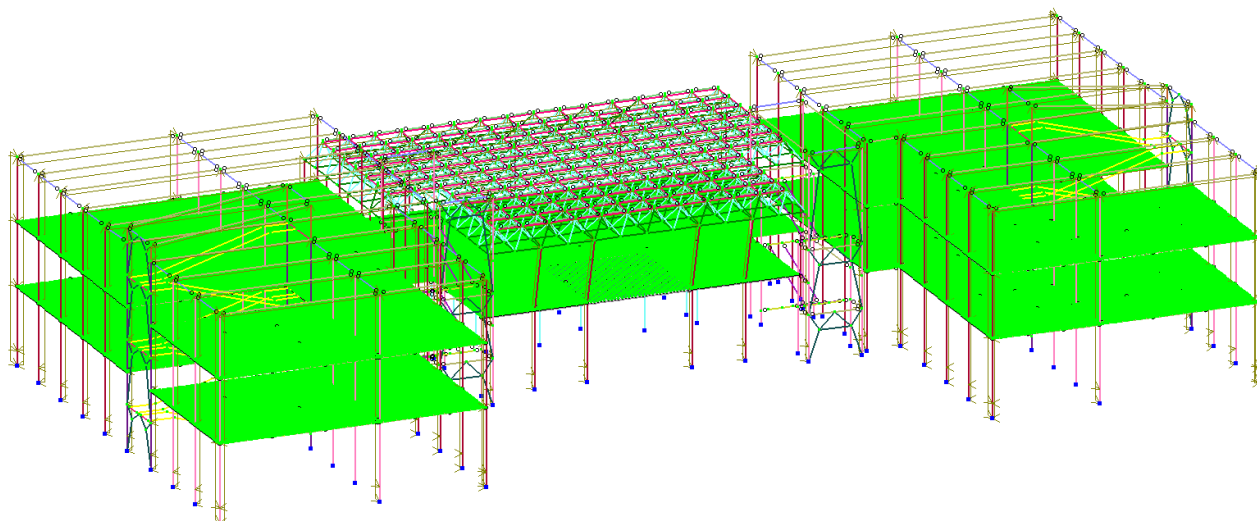


Рисунок 4.5.8. Ветровая (по оси Y)

#	№...	Имя загрузки	Тип	Параметры загрузки	Параметры динамического воздействия
1	12	Пульсация по X	ПУЛЬС	21 10 9 0 0	1.00 3 0.00 0.00 1 59.20 30.60 2 0 0.15 1 1
2	13	Пульсация по Y	ПУЛЬС	21 10 10 0 0	1.00 3 0.00 0.00 1 59.20 30.60 2 0 0.15 1 1
3	14	Пульсация против Y	ПУЛЬС	21 10 11 0 0	1.00 3 0.00 0.00 1 59.20 30.60 2 0 0.15 1 1

Формирование динамических нагрузок из статических:

Сводная таблица:

№ дин. загр.	№ стат. загр.	Коефф.	Код
12	1	1	1
12	2	1	1
12	3	1	1
13	1	1	1
13	2	1	1
13	3	1	1
14	1	1	1
14	2	1	1
14	3	1	1

4.6. Расчетные сочетания нагрузок (РСН)

	N загруз.	Наименование	Вид	Знакоперем.	Взаимоискл.	Коеф. надежн.	Доля длительн.	РСН1	РСН2	РСН3
1	1	Собственный вес	Постоянное (Р)	+		1.0	1.0	1.	1.	1.
2	2	Вес покрытий, перекрыт	Постоянное (Р)	+		1.0	1.0	1.	1.	1.
3	3	Люди и оборудование	Длит. доминир.1 (Рt1)	+		1.2	1.0	1.	1.	1.
4	4	Снеговая вариант 1	Кратк. доминир.1 (Рt1)	+	1	1.4	.5	1.	0.	1.
5	5	Снеговая вариант 2	Кратк. доминир.1 (Рt1)	+	1	1.4	.5	0.	1.	0.
6	6	Ветровая по X	Кратк. доминир.1 (Рt1)	+	2	1.4	.0	0.	0.	0.9
7	7	Ветровая по Y	Кратк. доминир.1 (Рt1)	+	2	1.4	.0	0.	0.	0.
8	8	Ветровая против Y	Кратк. доминир.1 (Рt1)	+	2	1.4	.0	0.	0.	0.
9	9	Ветровая по X для пульс	Кратк. доминир.1 (Рt1)	+	3	1.4	.0	0.	0.	0.
10	10	Ветровая по Y для пульс	Кратк. доминир.1 (Рt1)	+	3	1.4	.0	0.	0.	0.
11	11	Ветровая против Y для г	Кратк. доминир.1 (Рt1)	+	3	1.0	.0	0.	0.	0.
12	+12	Пульсация по X	Мгновенное(М)	+		1.4	.0	0.	0.	0.7
30	+13	Пульсация по Y	Мгновенное(М)	+		1.4	.0	0.	0.	0.
48	+14	Пульсация против Y	Мгновенное(М)	+		1.4	.0	0.	0.	0.

	N загруз.	Наименование	Козф. надежн.	Доля длительн.	PCH1	PCH2	PCH3	PCH4	PCH5	PCH6	PCH7	PCH8
1	1	Собственный вес	1.0	1.0	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.
2	2	Вес покрытий, перекрыт	1.0	1.0	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.
3	3	Люди и оборудование	1.2	1.0	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.
4	4	Снеговая вариант 1	1.4	.5	1.	0.	1.	1.	1.	0.	0.	0.
5	5	Снеговая вариант 2	1.4	.5	0.	1.	0.	0.	0.	1.	1.	1.
6	6	Ветровая по X	1.4	.0	0.	0.	0.9	0.	0.	0.9	0.	0.
7	7	Ветровая по Y	1.4	.0	0.	0.	0.	0.9	0.	0.	0.9	0.
8	8	Ветровая против Y	1.4	.0	0.	0.	0.	0.	0.9	0.	0.	0.9
9	9	Ветровая по X для пульс	1.4	.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
10	10	Ветровая по Y для пульс	1.4	.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
11	11	Ветровая против Y для г	1.0	.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
12	+12	Пульсация по X	1.4	.0	0.	0.	0.7	0.	0.	0.7	0.	0.
30	+13	Пульсация по Y	1.4	.0	0.	0.	0.	0.7	0.	0.	0.7	0.
48	+14	Пульсация против Y	1.4	.0	0.	0.	0.	0.	0.7	0.	0.	0.7

4.7. Расчетные сочетания усилий (PCY)

Сводная таблица для вычисления PCY:

№	Имя загруз...	Вид	Параметры PCY	Коэффициенты PCY
1	Собствен...	Постоянн...	0 0 0 0 0 0 1.00 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
2	Вес покры...	Постоянн...	0 0 0 0 0 0 1.00 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
3	Люди и об...	Длительн...	1 0 0 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.80 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
4	Снеговая ...	Кратковр...	2 0 1 1 0 0 1.40 0.50	1.00 1.00 0.50 0.80 1.00 0.00 1.00 1.00 1.00
5	Снеговая ...	Кратковр...	2 0 1 1 0 0 1.40 0.50	1.00 1.00 0.50 0.80 0.00 1.00 0.00 0.00 0.00 1.00 1.00 1.00
6	Ветровая ...	Кратковр...	2 0 1 3 0 12 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80 0.00 0.00 0.90 0.00 0.00 0.90
7	Ветровая ...	Кратковр...	2 0 1 3 0 13 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80 0.00 0.00 0.00 0.90 0.00 0.00 0.90
8	Ветровая ...	Кратковр...	2 0 1 3 0 14 0 1.40 0.50	1.00 1.00 0.50 0.80 0.00 0.00 0.00 0.00 0.90 0.00 0.00 0.90
9	Ветровая ...	Неактивн...	9 0 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
10	Ветровая ...	Неактивн...	9 0 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
11	Ветровая ...	Неактивн...	9 0 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
12	Пульсаци...	Мгновенн...	7 0 1 0 0 0 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80 0.00 0.00 0.70 0.00 0.00 0.70
13	Пульсаци...	Мгновенн...	7 0 1 0 0 0 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80 0.00 0.00 0.00 0.70 0.00 0.00 0.70
14	Пульсаци...	Мгновенн...	7 0 1 0 0 0 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80 0.00 0.00 0.00 0.00 0.70 0.00 0.00 0.70

4.8. Устойчивость

Устойчивость

×

☒ Выполнять расчет устойчивости

☐ По усилиям

☒ По РСН
 СП 20.13330.2016_1

☐ Учет моментов при вычислении формы потери устойчивости

Количество вычисляемых форм потери устойчивости

4

Искать формы с к. запаса в диапазоне:

Min

0

Max

100

Загрузки

☒ Все сочетания

1 - PCH1
2 - PCH2

5. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА ТРЕХМЕРНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

5.1. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1)

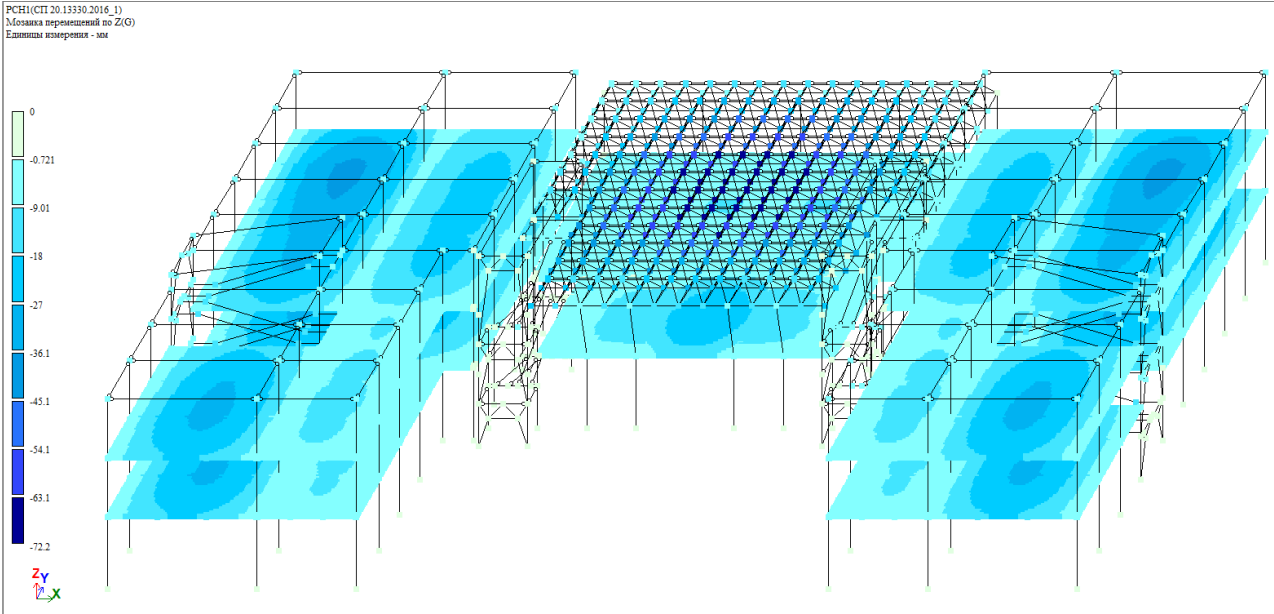


Рисунок 5.1.1. Перемещения по Z(мм)

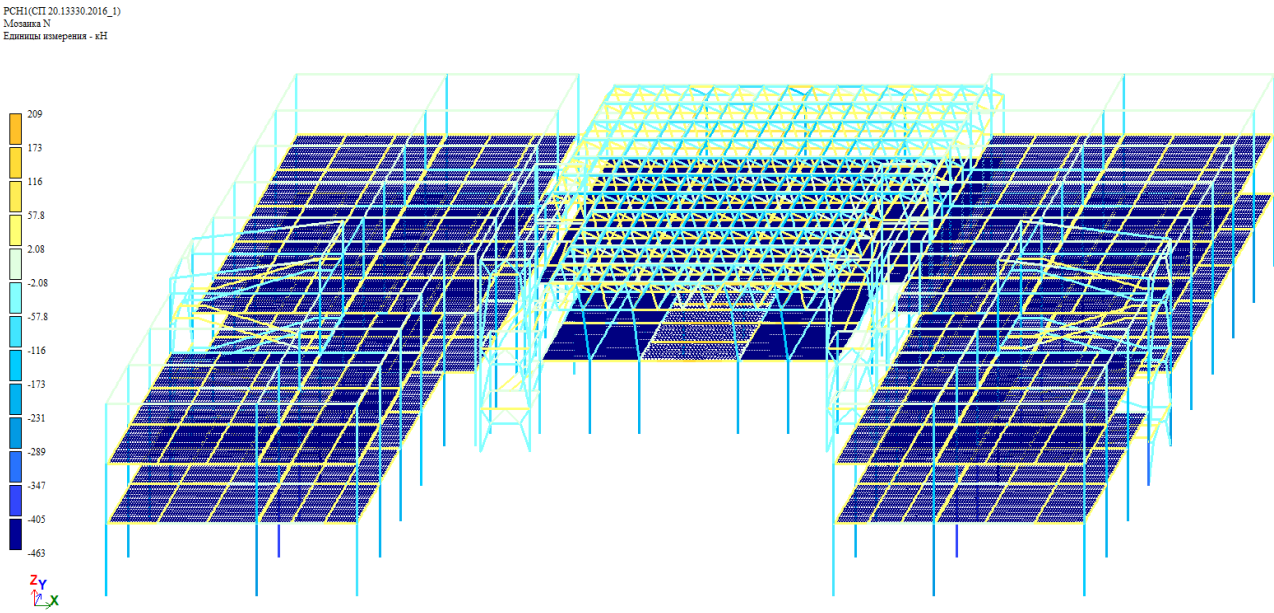


Рисунок 5.1.2. Продольные силы N

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

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

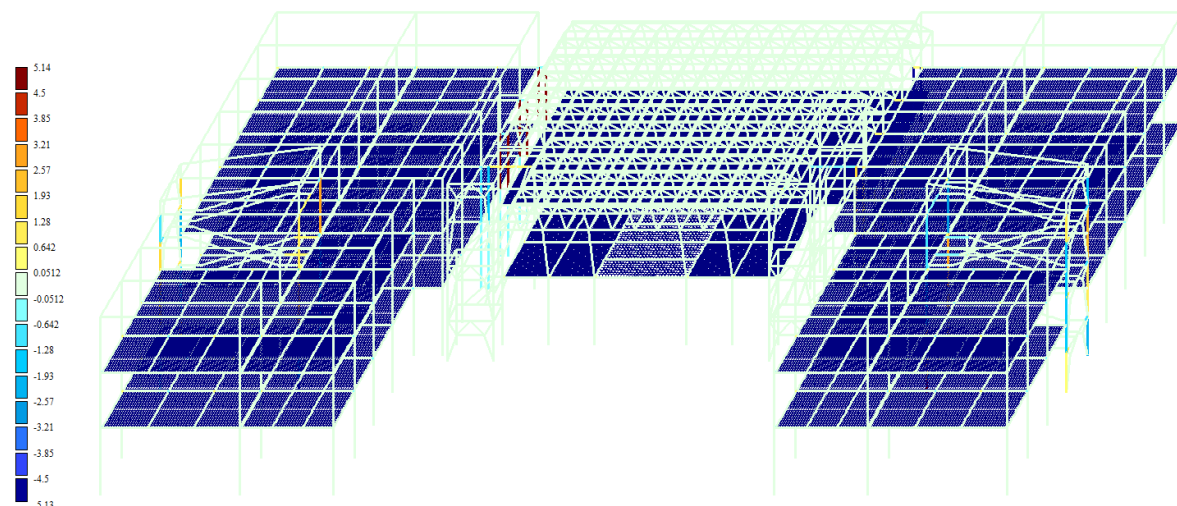


Рисунок 5.1.6. Изгибающие моменты M_x

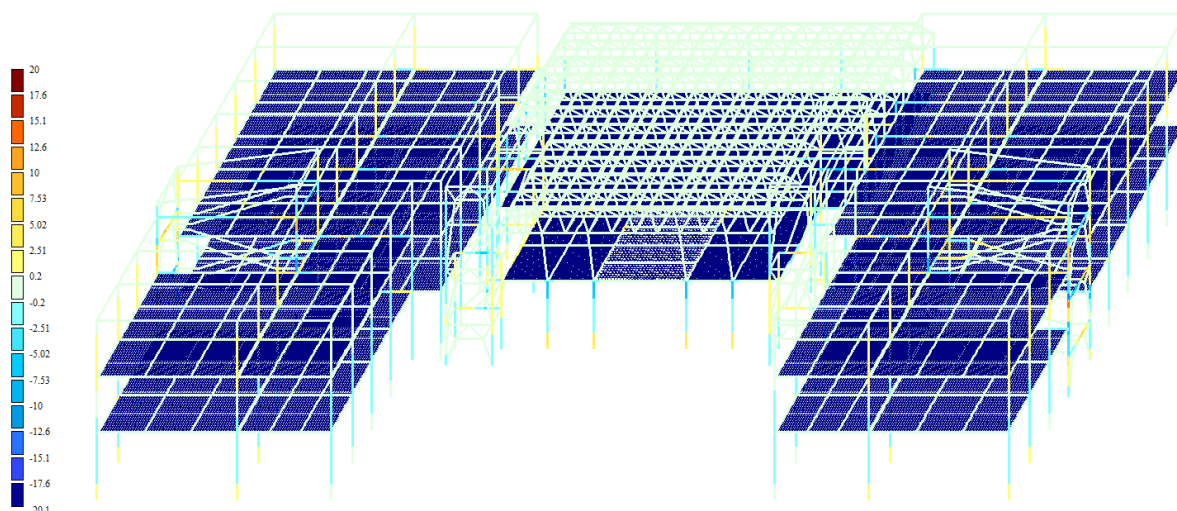


Рисунок 5.1.7. Изгибающие моменты M_z

5.2. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2)

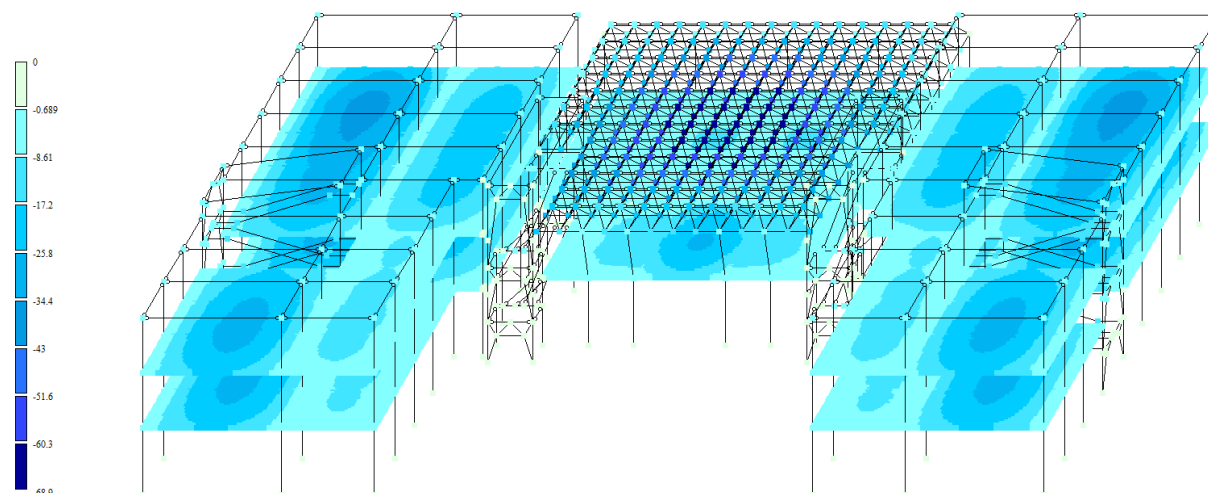


Рисунок 5.2.1. Перемещения по Z(мм)

Подп. и дата				
Взам. инв. №				
Инв. № дубл.				
Подп. и дата				
Инв. № подл.				

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

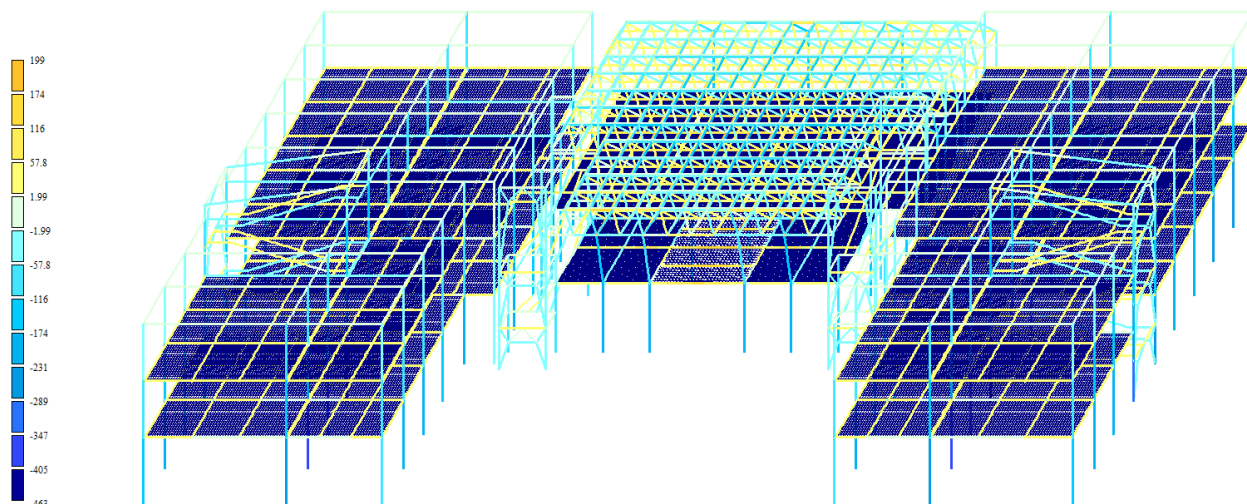


Рисунок 5.2.2. Продольные силы N

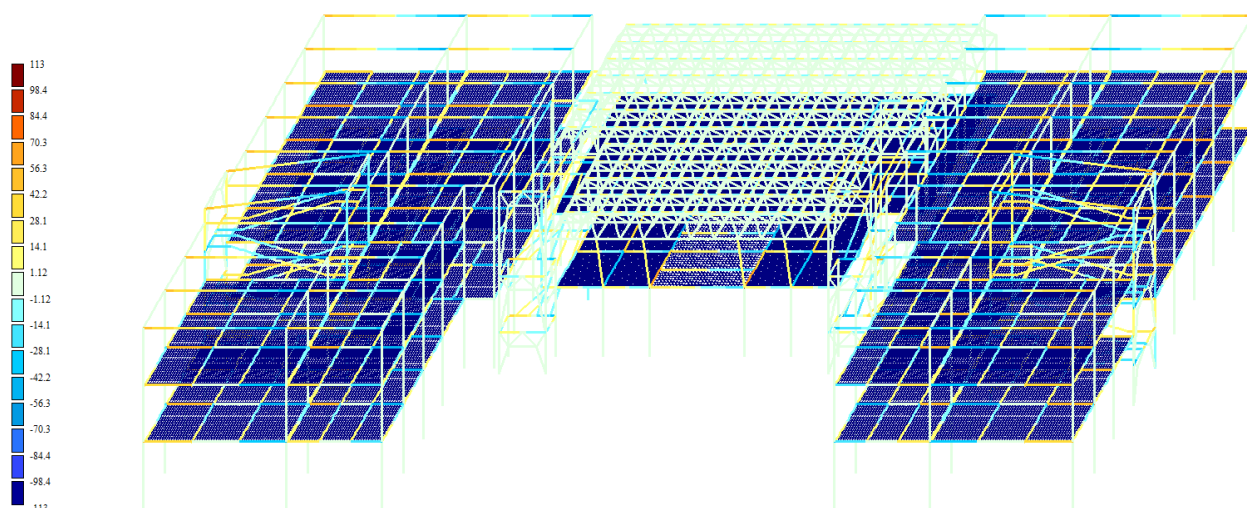


Рисунок 5.2.3. Поперечные усилия Q_z

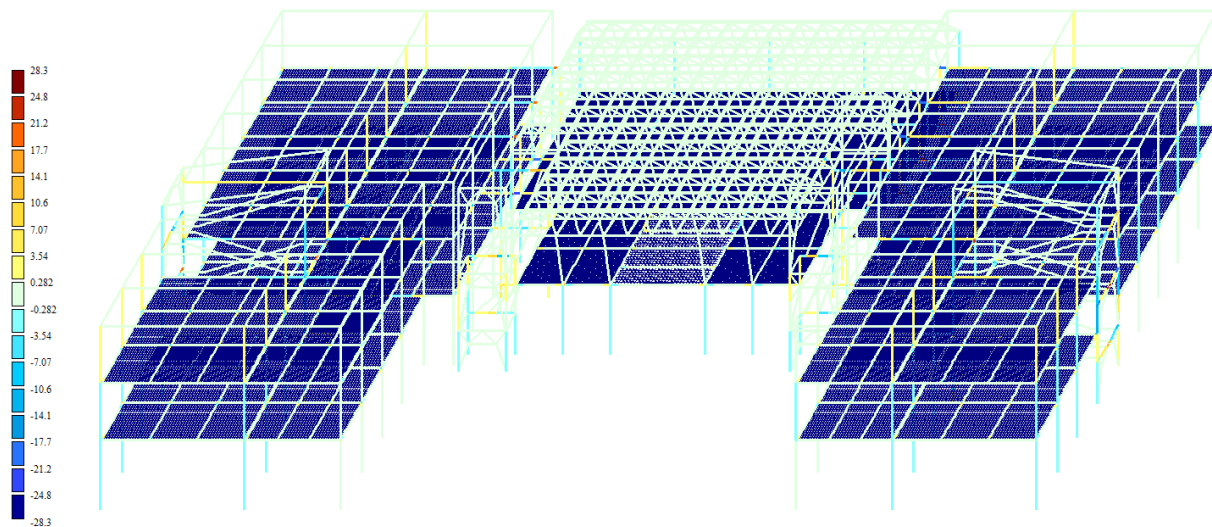


Рисунок 5.2.4. Поперечные усилия Q_z

Подш. и дата	Взам. инв. №	Инв. № дубл.	Подш. и дата	Инв. № подл.

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

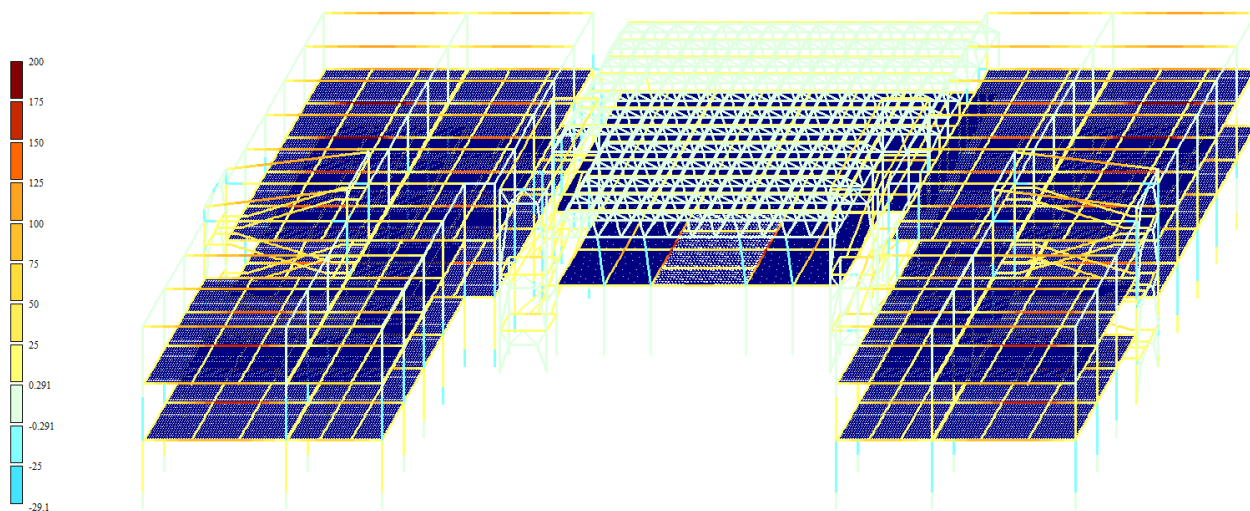


Рисунок 5.2.5. Изгибающие моменты M_y

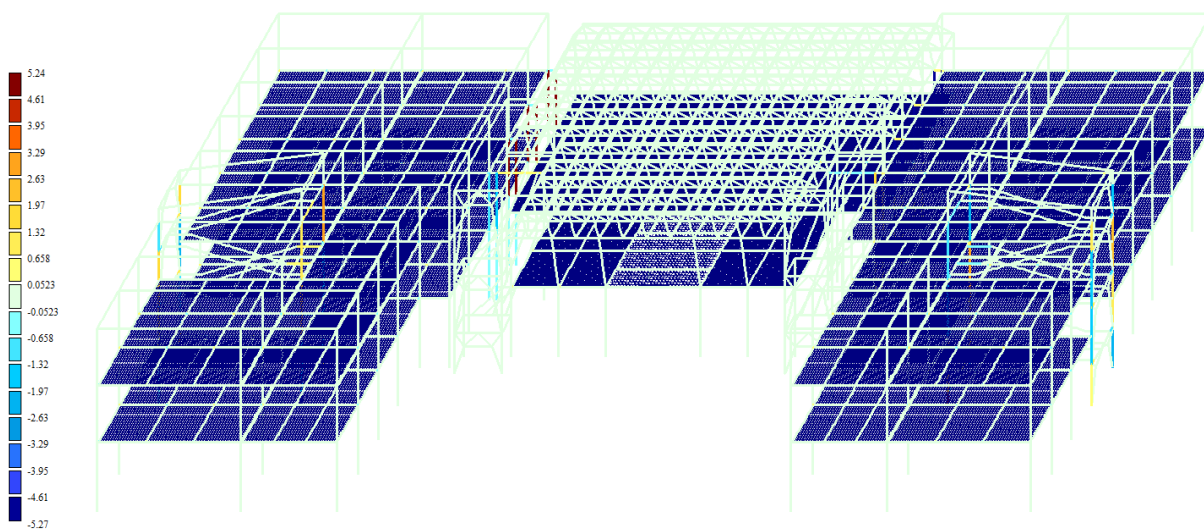


Рисунок 5.2.6. Изгибающие моменты M_x

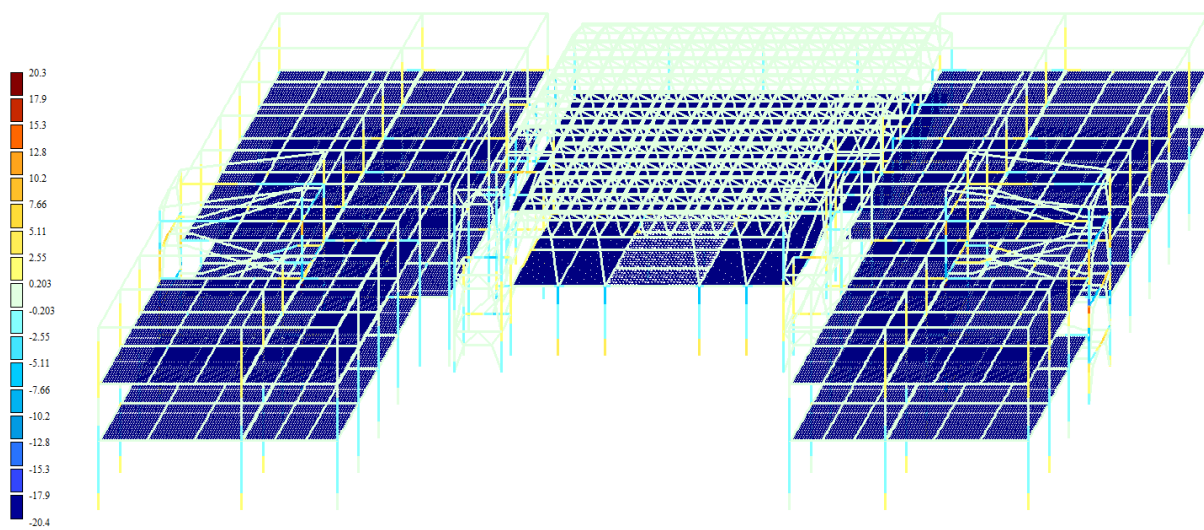


Рисунок 5.2.7. Изгибающие моменты M_z

5.3. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 +ветровая X + пульсация)

РСНЗ(СП 20.13330.2016, 1)
Мозаика перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

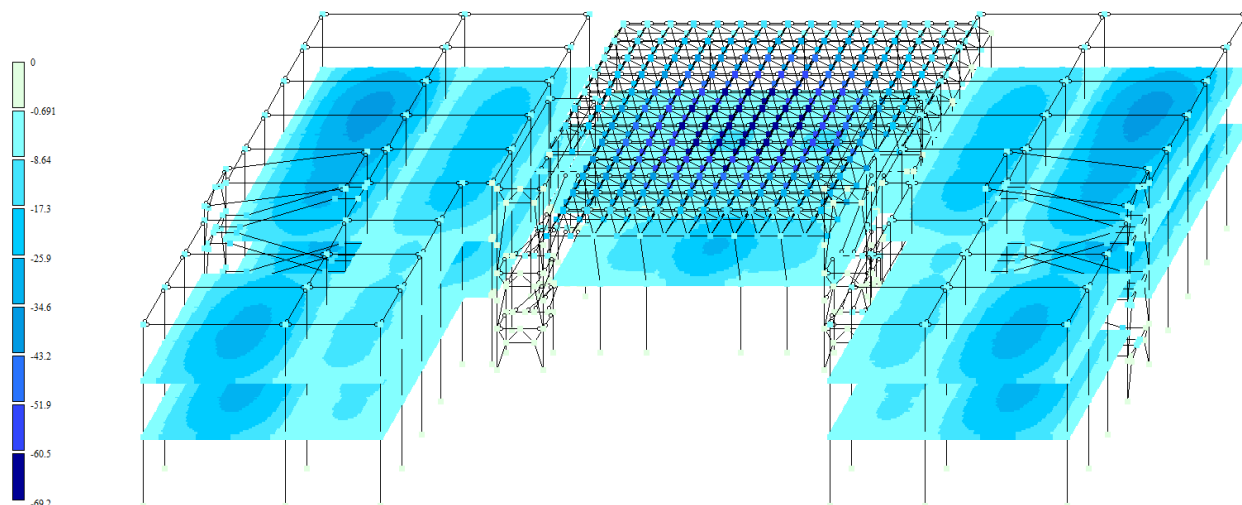


Рисунок 5.3.1. Перемещения по Z(мм)

РСНЗ(СП 20.13330.2016, 1)
Мозаика N
Единицы измерения - кН

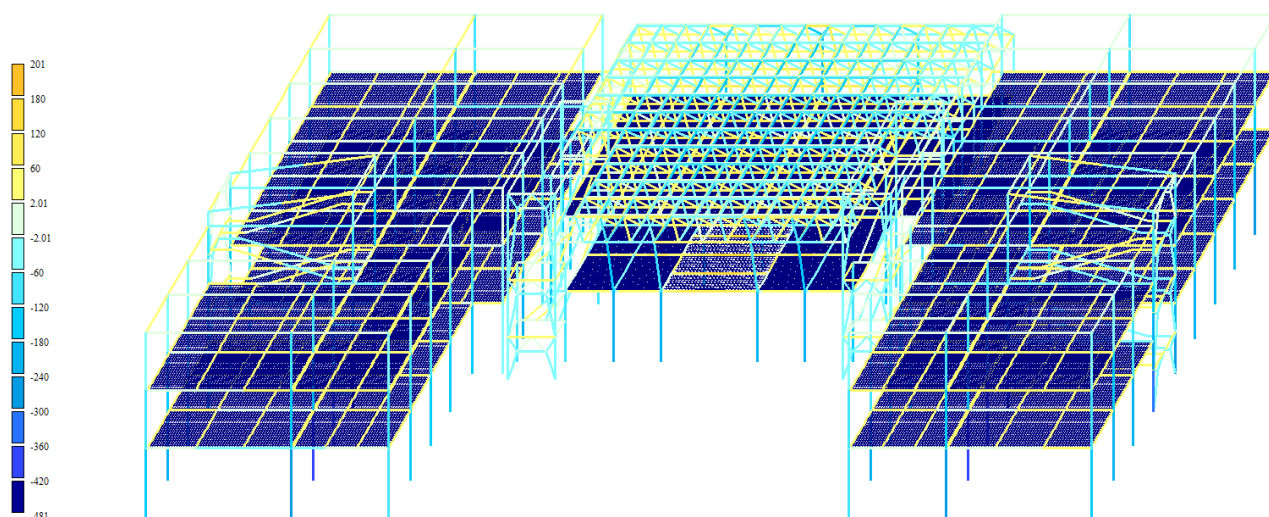


Рисунок 5.3.2. Продольные силы N

РСНЗ(СП 20.13330.2016, 1)
Мозаика Qz
Единицы измерения - кН

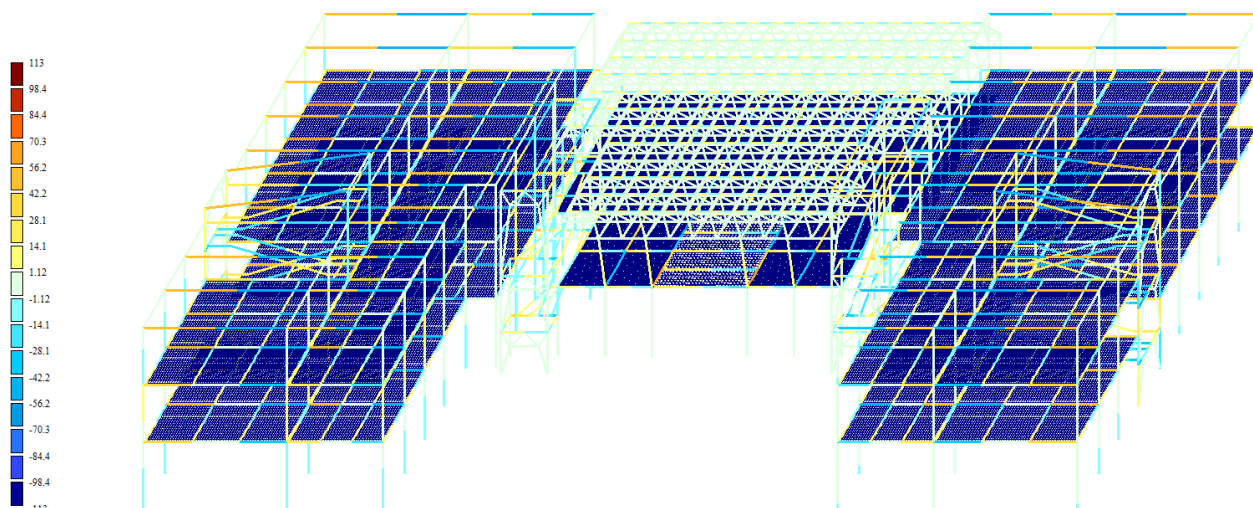


Рисунок 5.3.3. Поперечные усилия Q_z

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

К_И_001146

Лист

29

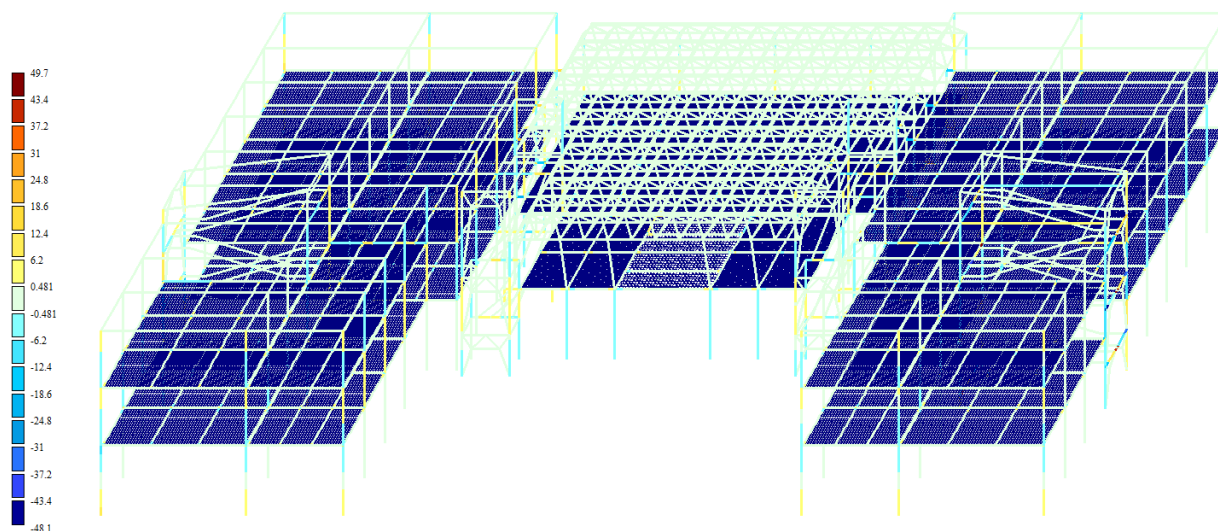


Рисунок 5.3.4. Поперечные усилия Q_y

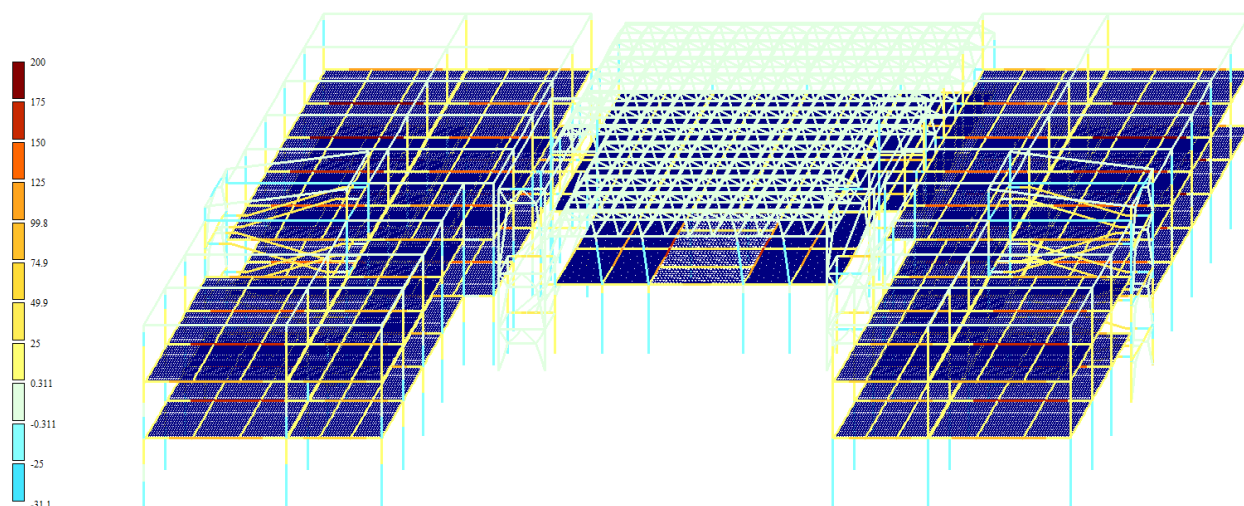


Рисунок 5.3.5. Изгибающие моменты M_y

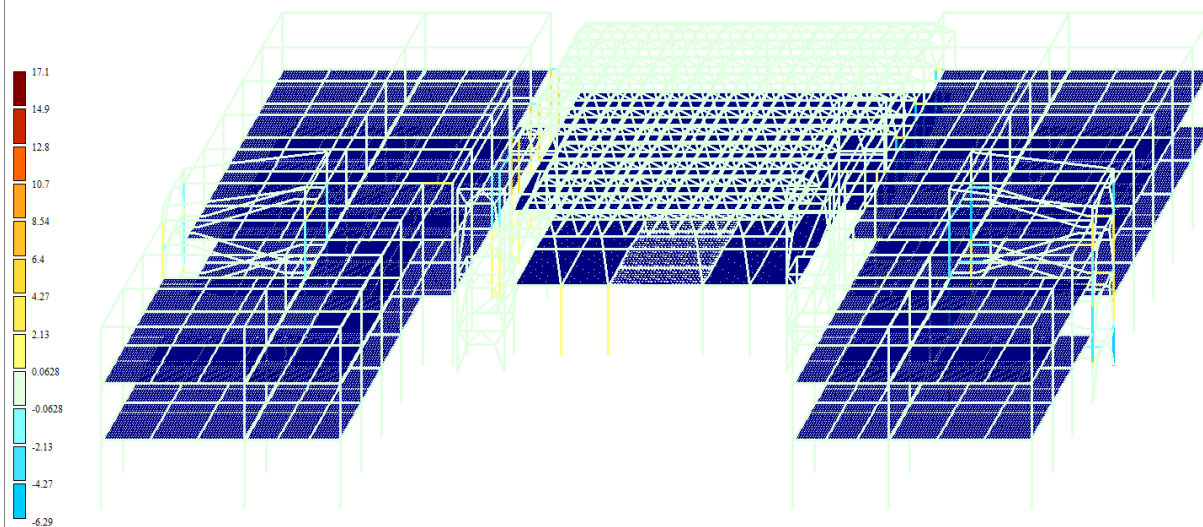


Рисунок 5.3.6. Изгибающие моменты M_x

Подш. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подш. и дата

Инв. № подл

РСН(СП 20.13330.2016_1)
Мозаика M_z
Единицы измерения - $\text{кН}\cdot\text{м}$

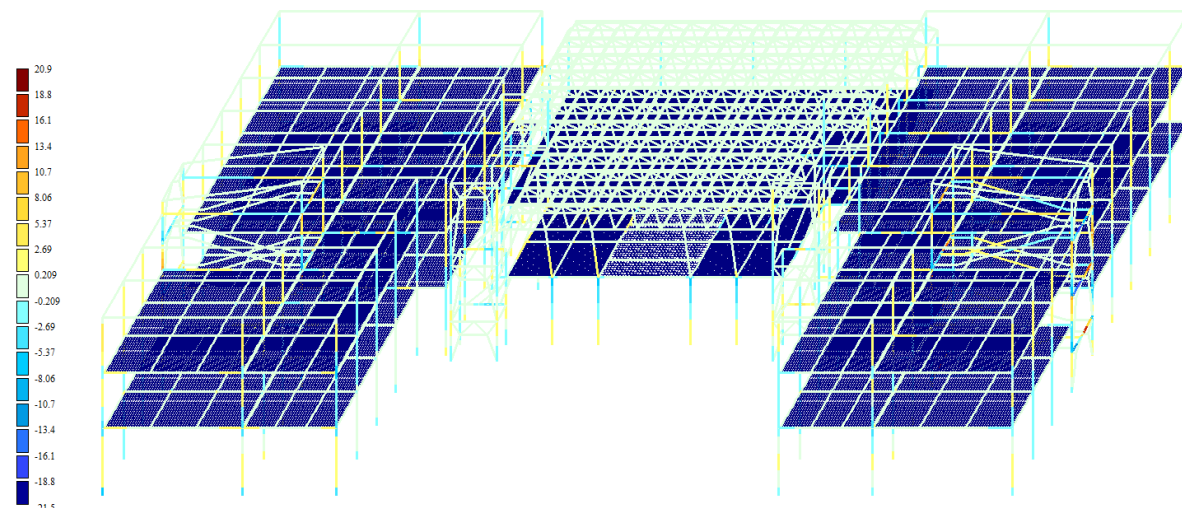


Рисунок 5.3.7. Изгибающие моменты M_z

5.4. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 +ветровая +Y + пульсация)

РСН(СП 20.13330.2016_1)
Мозаика перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

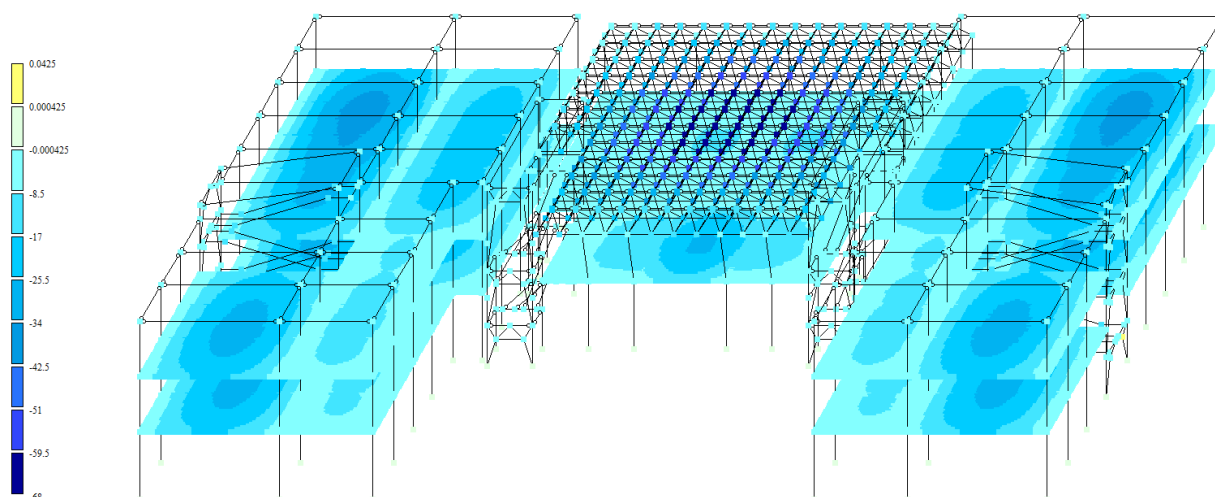


Рисунок 5.4.1. Перемещения по Z(мм)

РСН(СП 20.13330.2016_1)
Мозаика N
Единицы измерения - кН

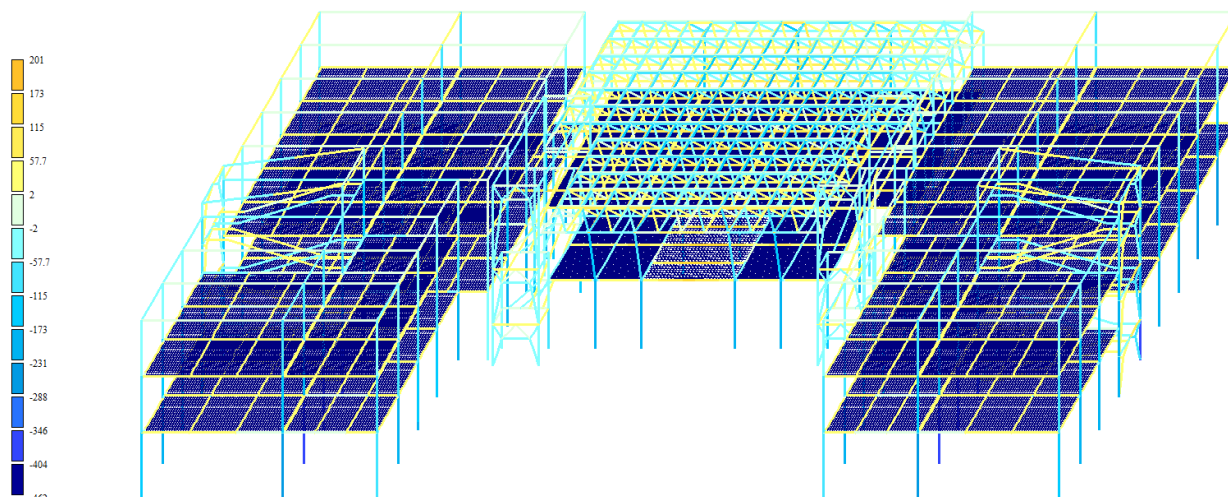


Рисунок 5.4.2. Продольные силы N

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Подп. и дата
Инв. № подл.	Подп. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

К_И_001146

Лист

31

РСН4(СП.20.13330.2016_1)
Мозаика Qz
Единицы измерения - кН

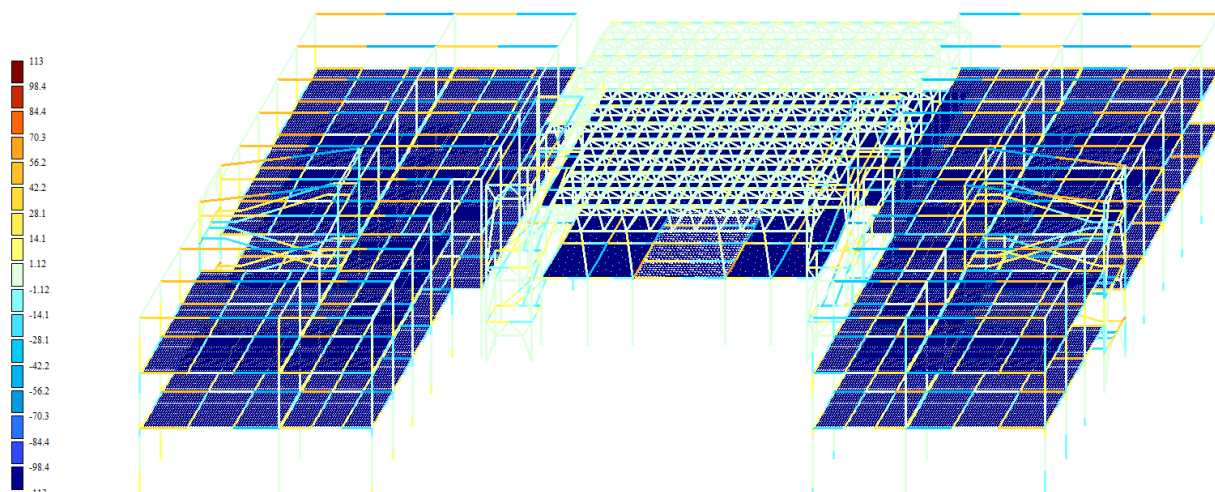


Рисунок 5.4.3. Поперечные усилия Q_z

РСН4(СП.20.13330.2016_1)
Мозаика Qy
Единицы измерения - кН

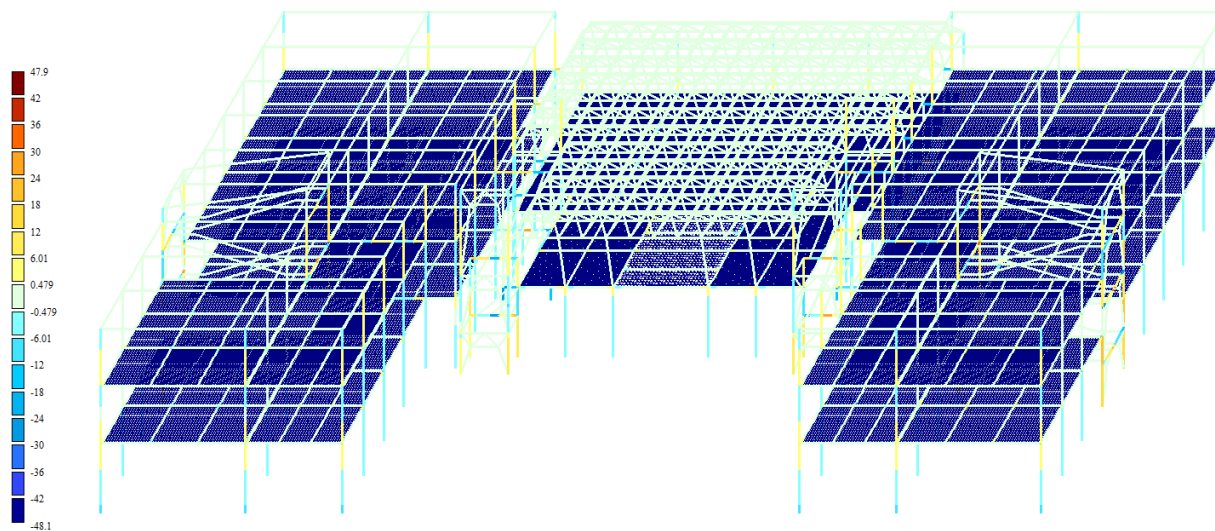


Рисунок 5.4.4. Поперечные усилия Q_y

РСН4(СП.20.13330.2016_1)
Мозаика My
Единицы измерения - кН*м

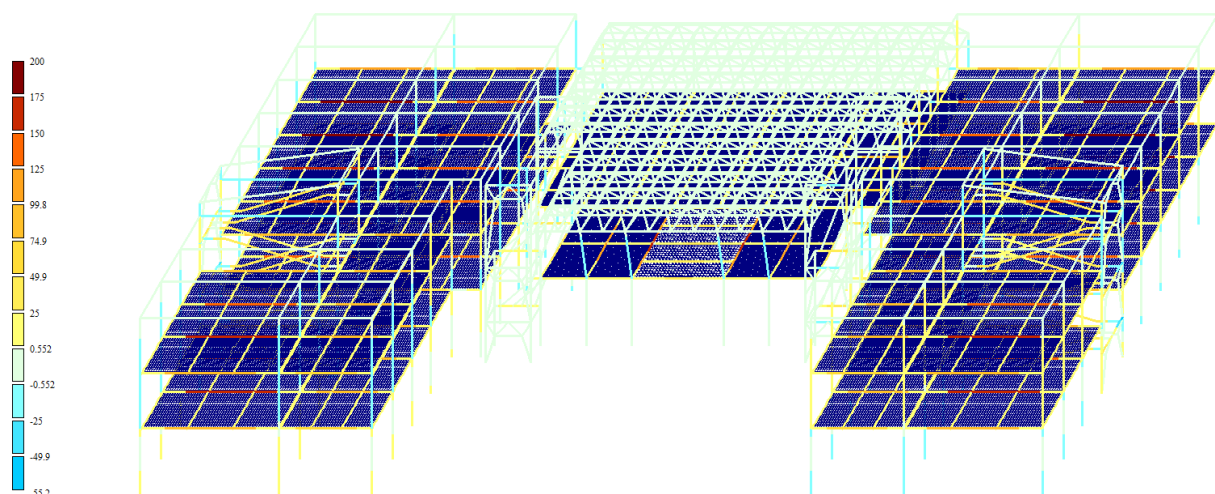


Рисунок 5.4.5. Изгибающие моменты M_y

Подш. и дата				
Взам. инв. №				
Инв. № дубл.				
Подш. и дата				
Инв. № подл.				

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

К_И_001146

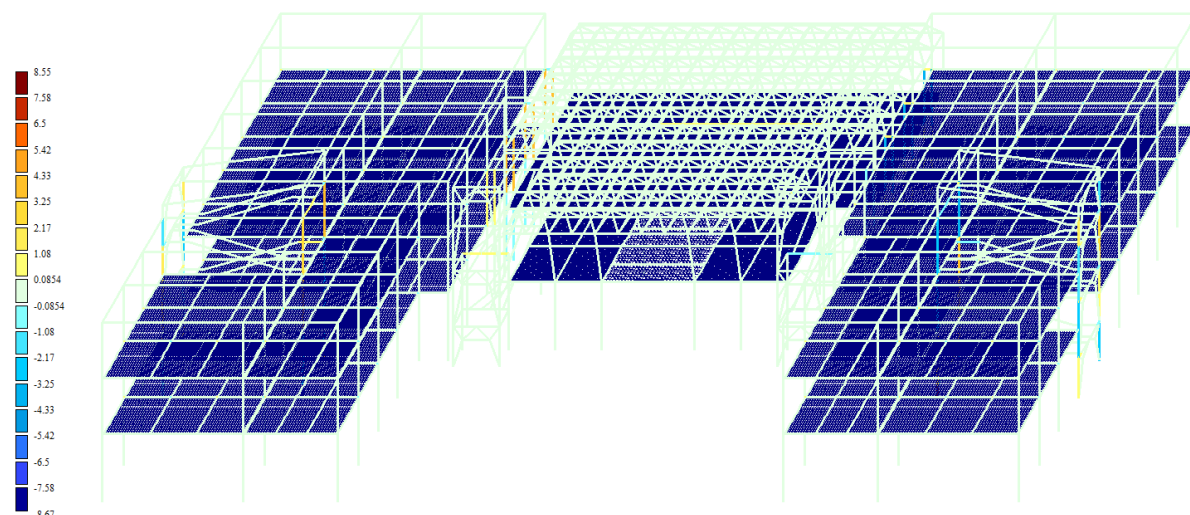


Рисунок 5.4.6. Изгибающие моменты M_x

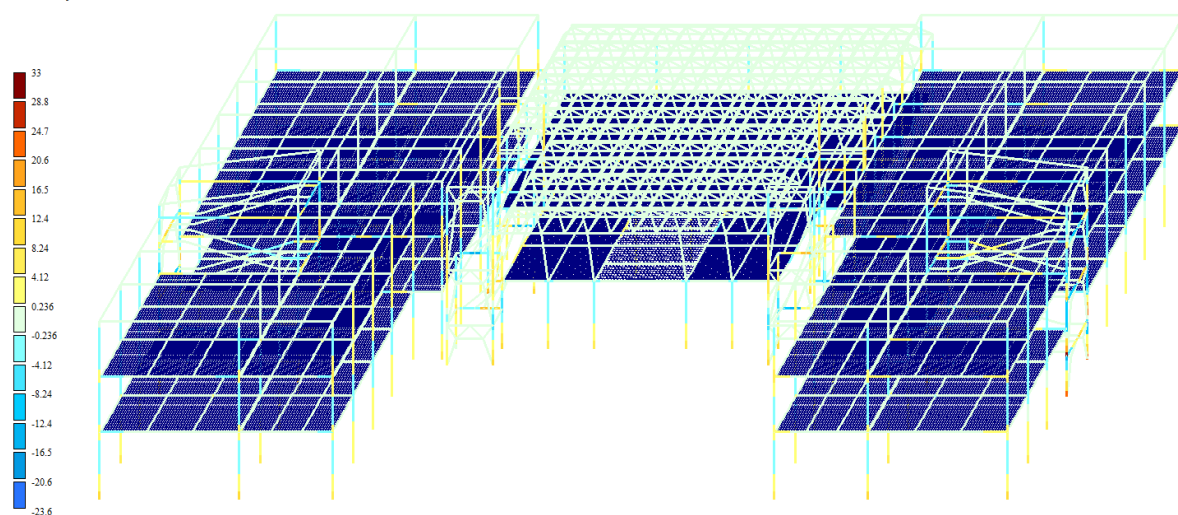


Рисунок 5.4.7. Изгибающие моменты M_z

5.5. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 1 + ветровая -Y + пульсация)

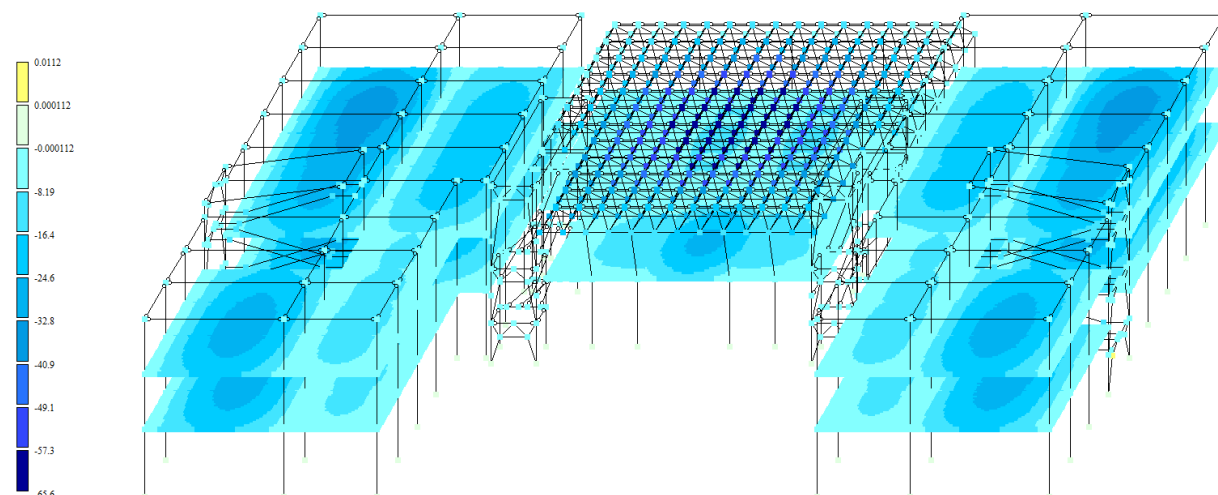


Рисунок 5.5.1. Перемещения по Z(мм)

Подп. и дата	Взам. инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	Инв. № подл.

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

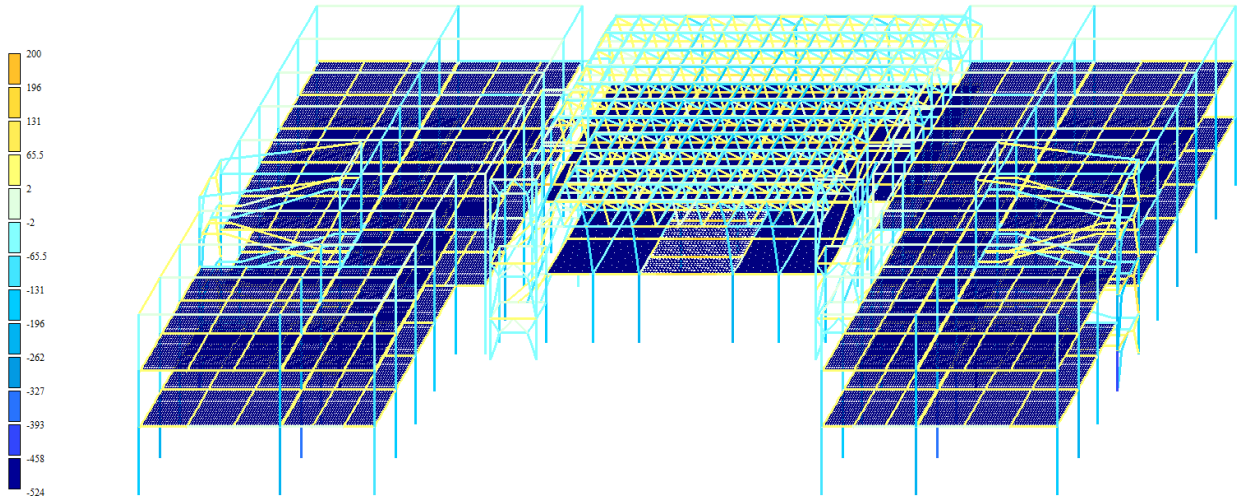


Рисунок 5.5.2. Продольные силы N

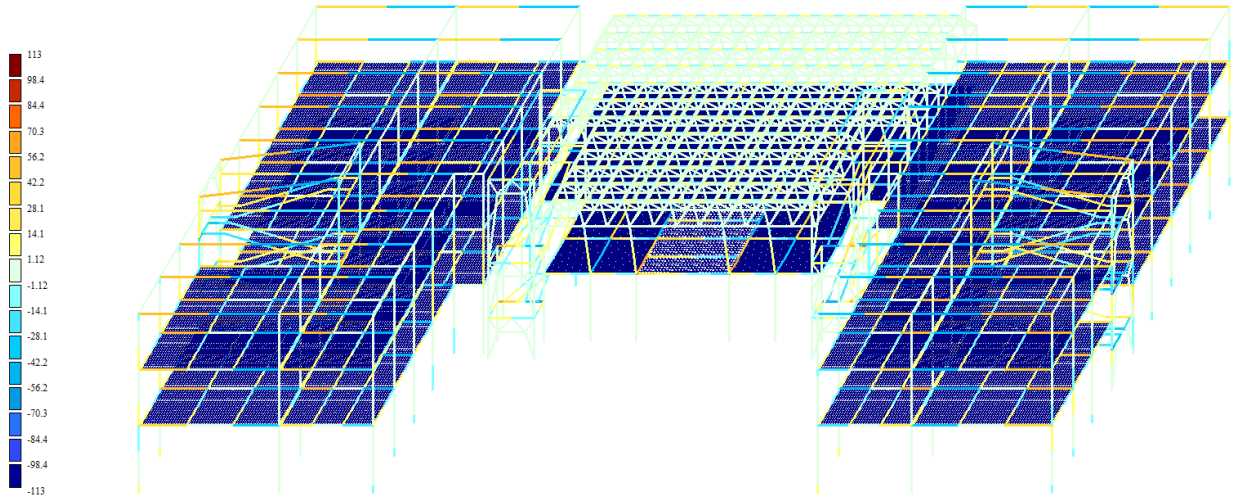


Рисунок 5.5.3. Поперечные усилия Q_z

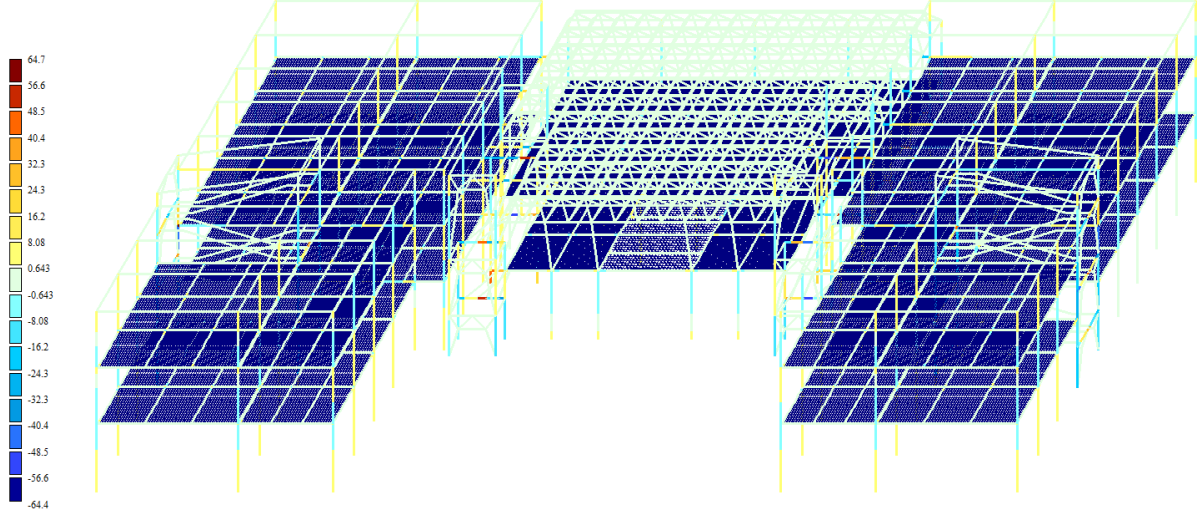


Рисунок 5.5.4. Поперечные усилия Q_y

Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

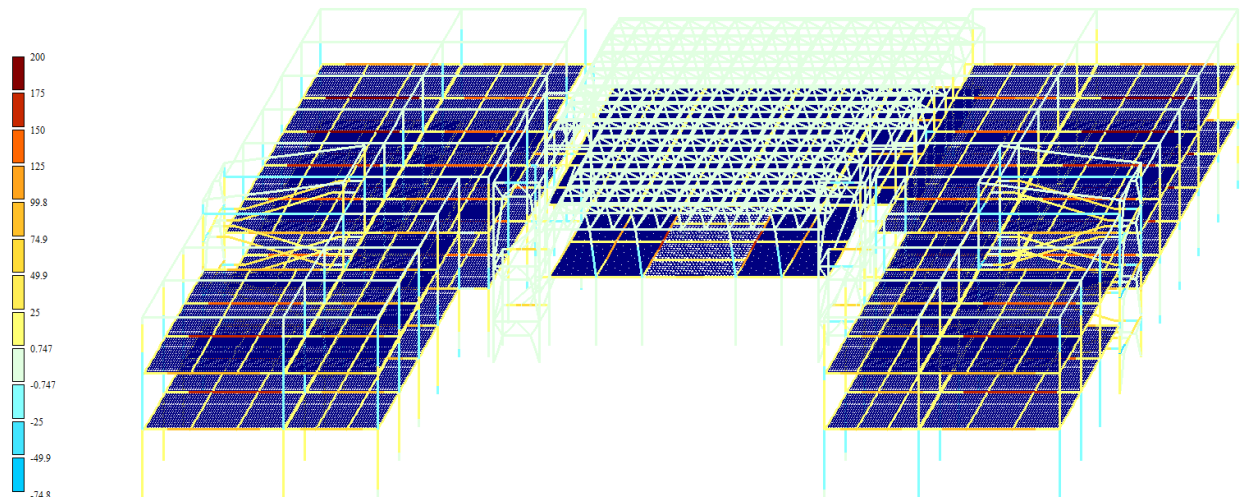


Рисунок 5.5.5. Изгибающие моменты M_y

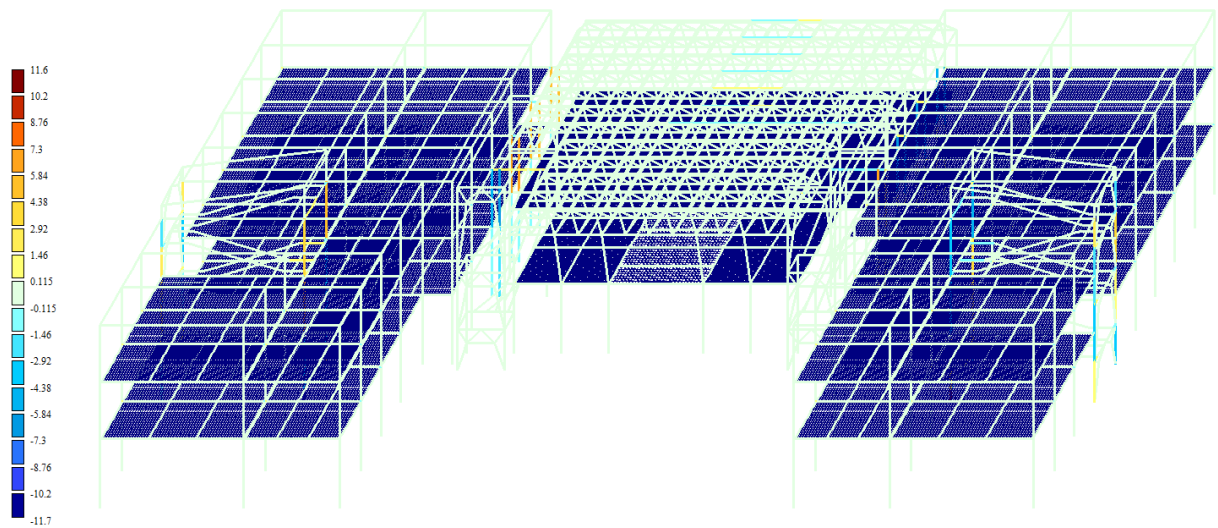


Рисунок 5.5.6. Изгибающие моменты M_x

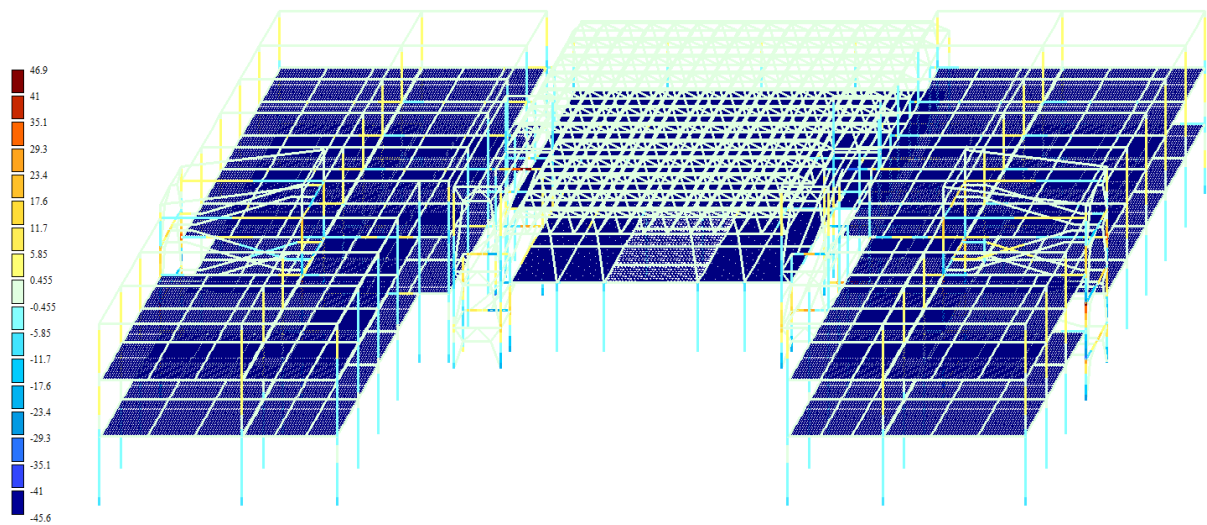


Рисунок 5.5.7. Изгибающие моменты M_z

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Инв. № дубл.	Подп. и дата
Инв. № подл.	Подп. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

5.6. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2+ветровая X + пульсация)

РСН6(СП 20.13330.2016, 1)
Мозаика перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

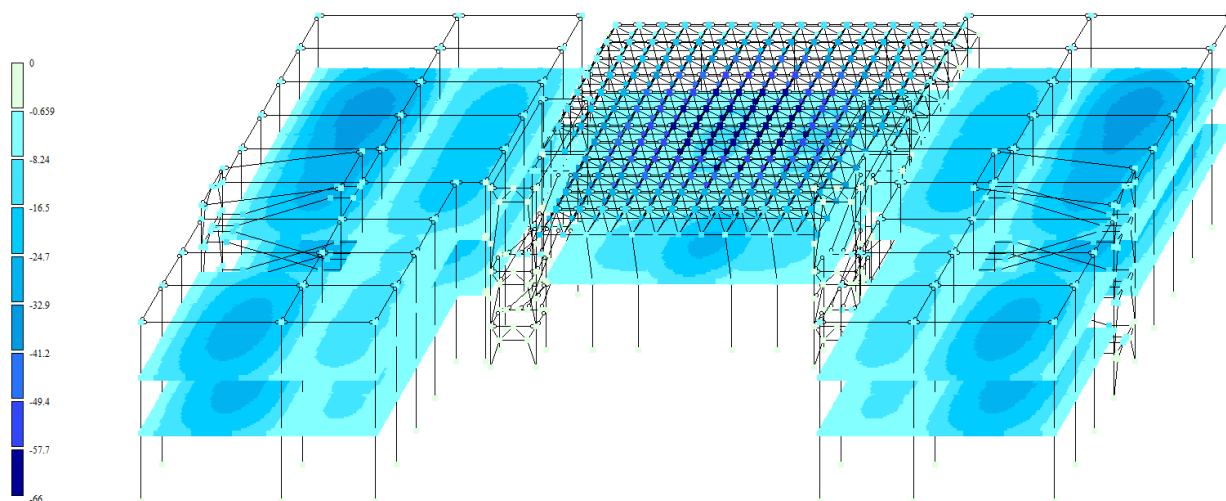


Рисунок 5.6.1. Перемещения по Z(мм)

РСН6(СП 20.13330.2016, 1)
Мозаика N
Единицы измерения - кН

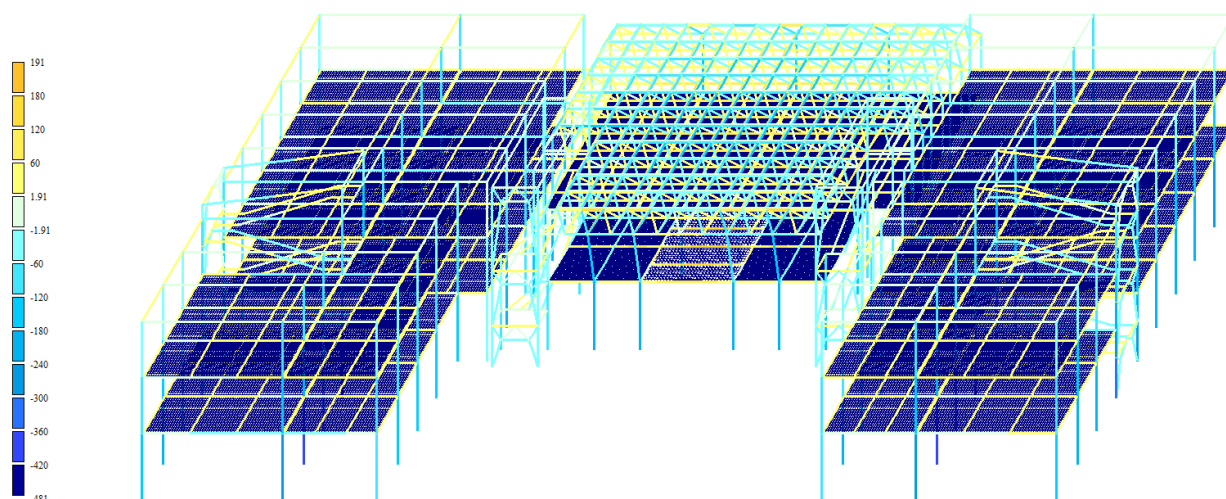


Рисунок 5.6.2. Продольные силы N

РСН6(СП 20.13330.2016, 1)
Мозаика Qz
Единицы измерения - кН

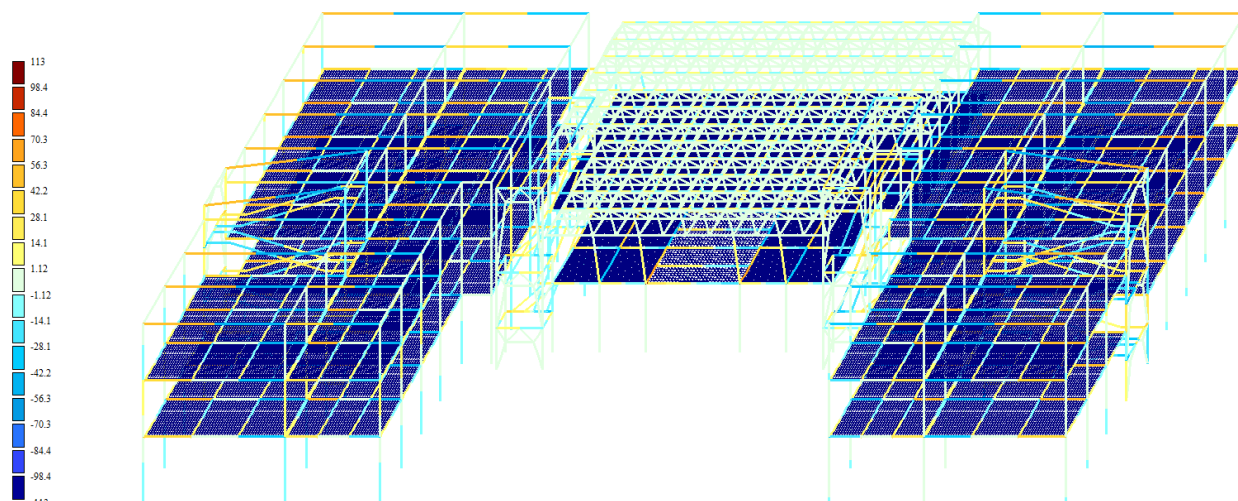


Рисунок 5.6.3. Поперечные усилия Q_z

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Подп. и дата
Инв. № подл.	Подп. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

К_И_001146

Лист

36

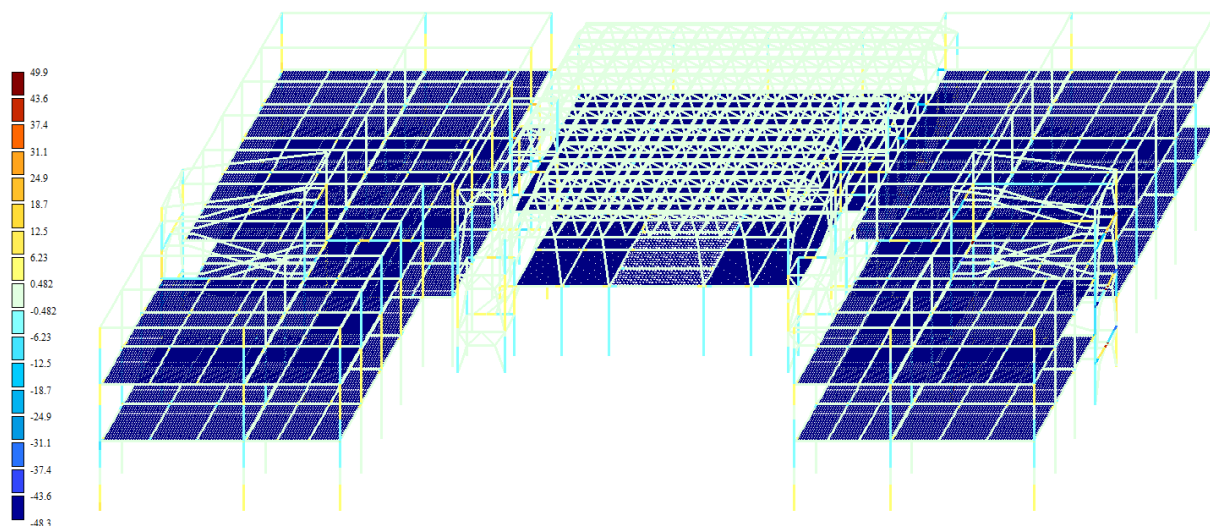


Рисунок 5.6.4. Поперечные усилия Q_y

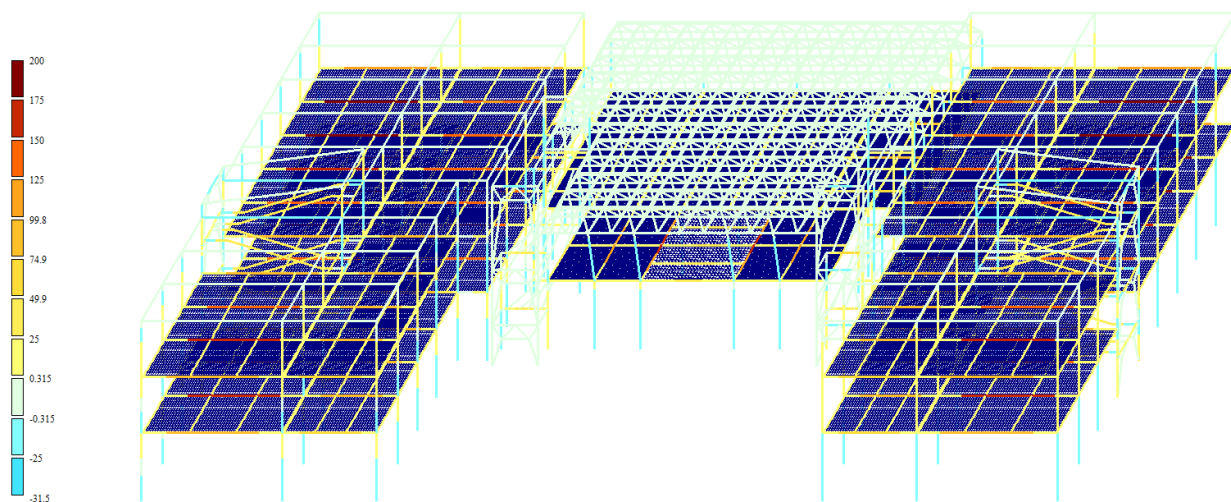


Рисунок 5.6.5. Изгибающие моменты M_y

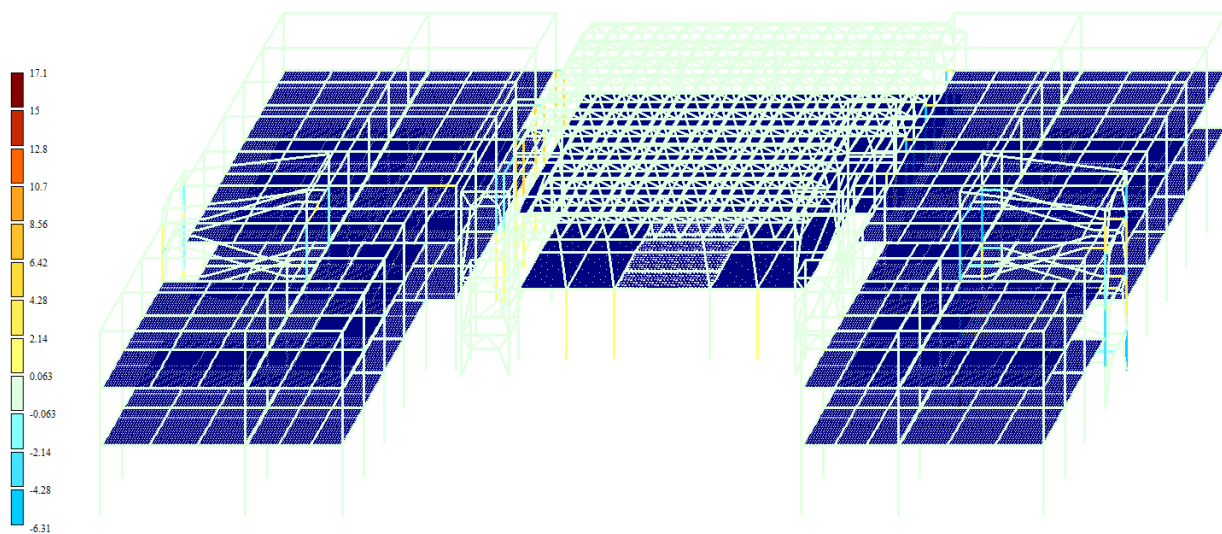


Рисунок 5.6.6. Изгибающие моменты M_x

Подш. и дата	Взам. инв. №	Инв. № дубл.	Подш. и дата	Инв. № подл.

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

РСН6(СП 20.13330.2016_1)
Мозаика M_z
Единицы измерения - $\text{кН}\cdot\text{м}$

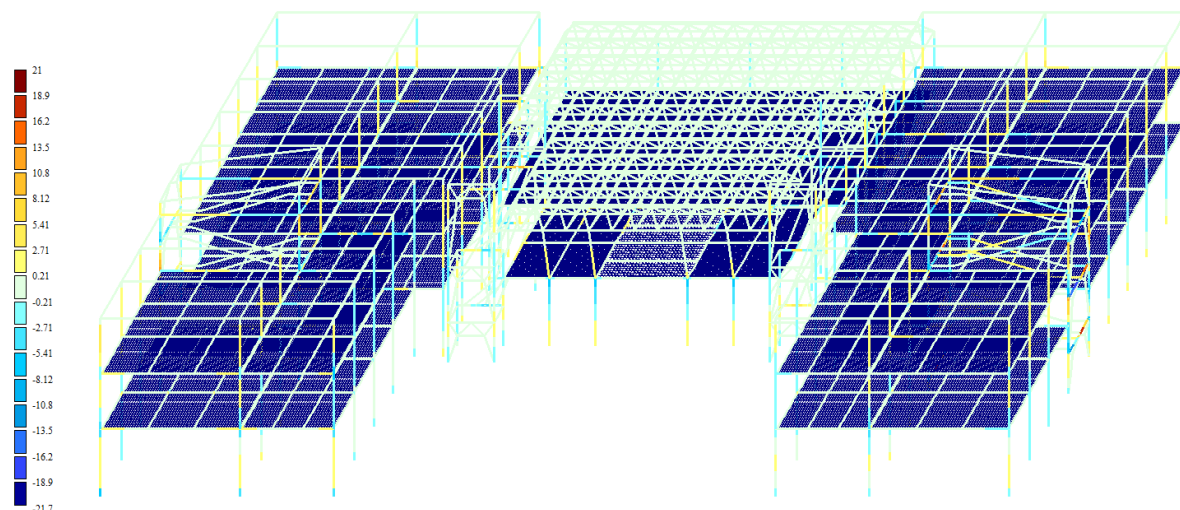


Рисунок 5.6.7. Изгибающие моменты M_z

5.7. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2 +ветровая +Y + пульсация)

РСН7(СП 20.13330.2016_1)
Мозаика перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

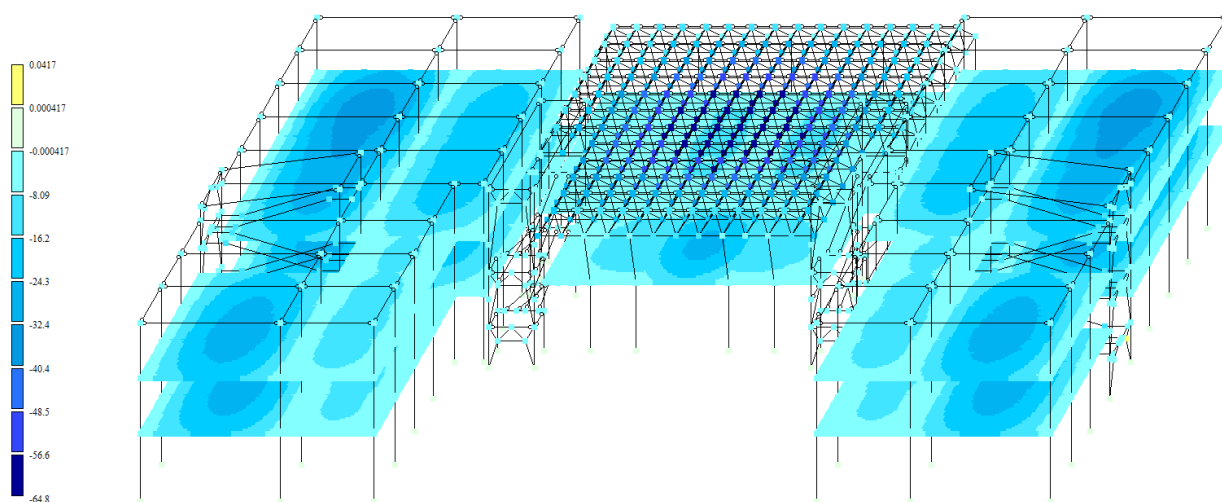


Рисунок 5.7.1. Перемещения по Z(мм)

РСН7(СП 20.13330.2016_1)
Мозаика N
Единицы измерения - кН

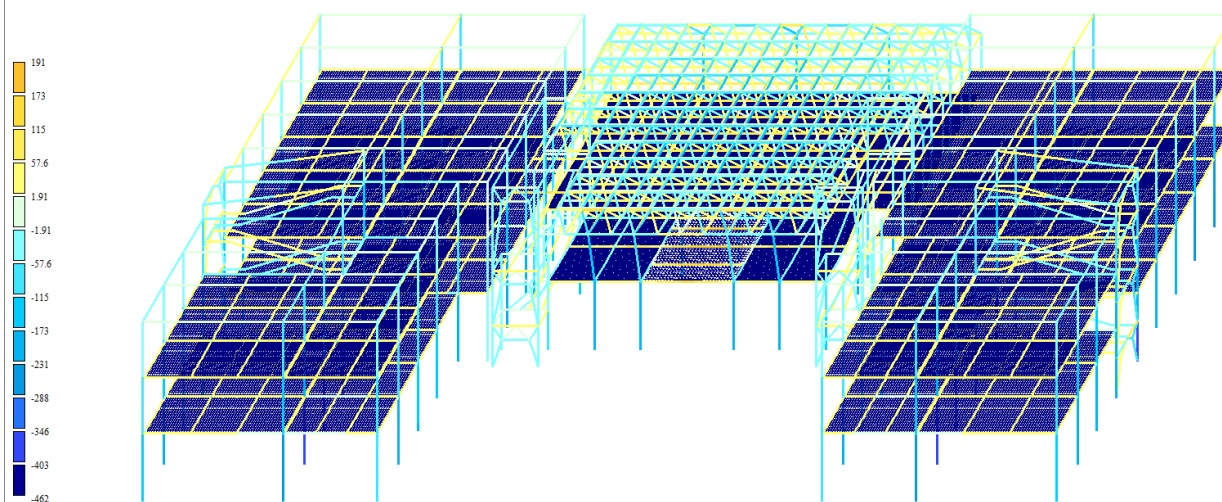


Рисунок 5.7.2. Продольные силы N

Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

Изм. № докум. Подп. Дата

К_И_001146

Лист

38

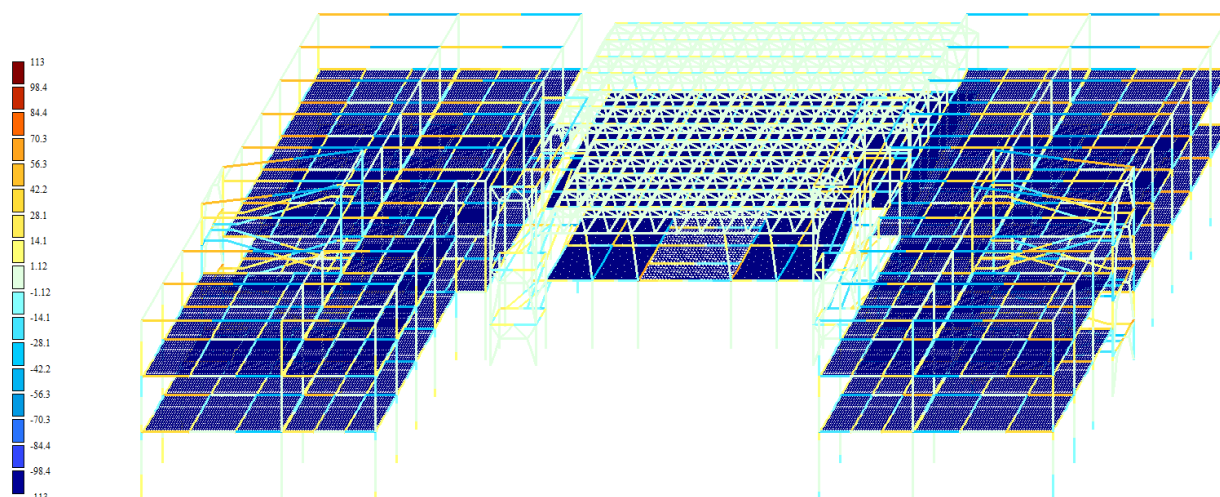


Рисунок 5.7.3. Поперечные усилия Q_z

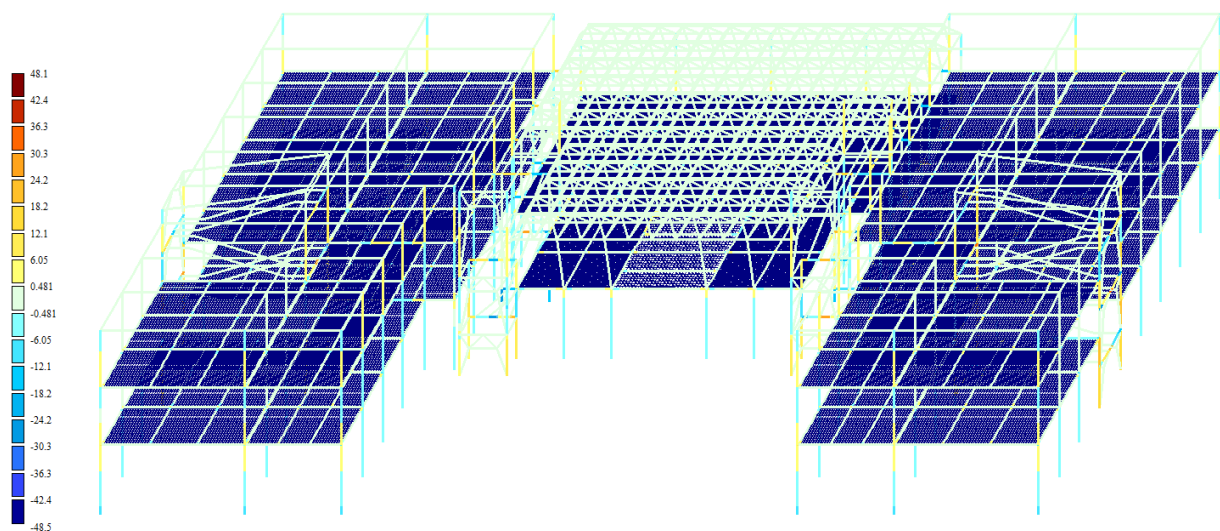


Рисунок 5.7.4. Поперечные усилия Q_y

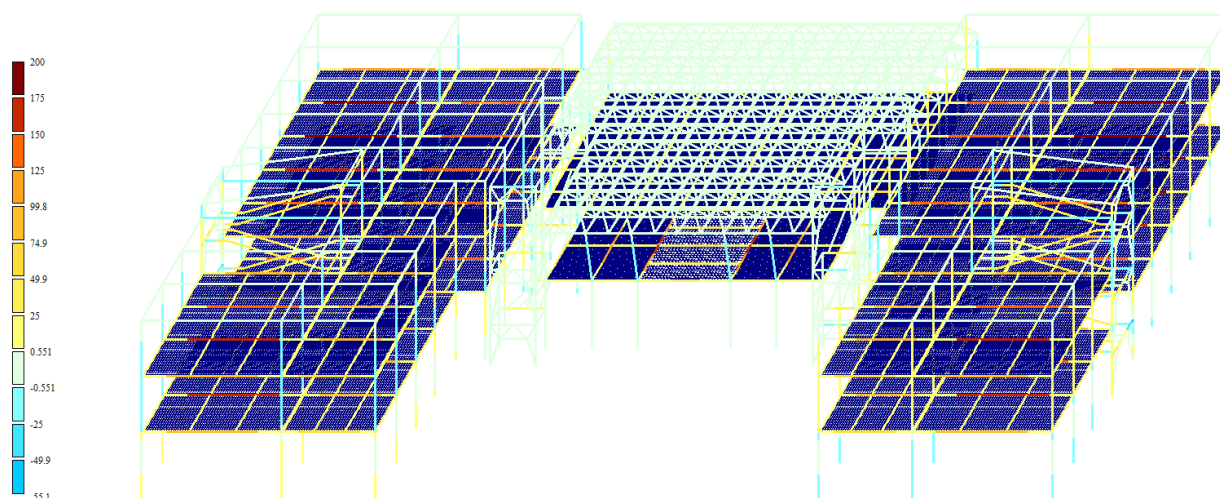


Рисунок 5.7.5. Изгибающие моменты M_y

Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

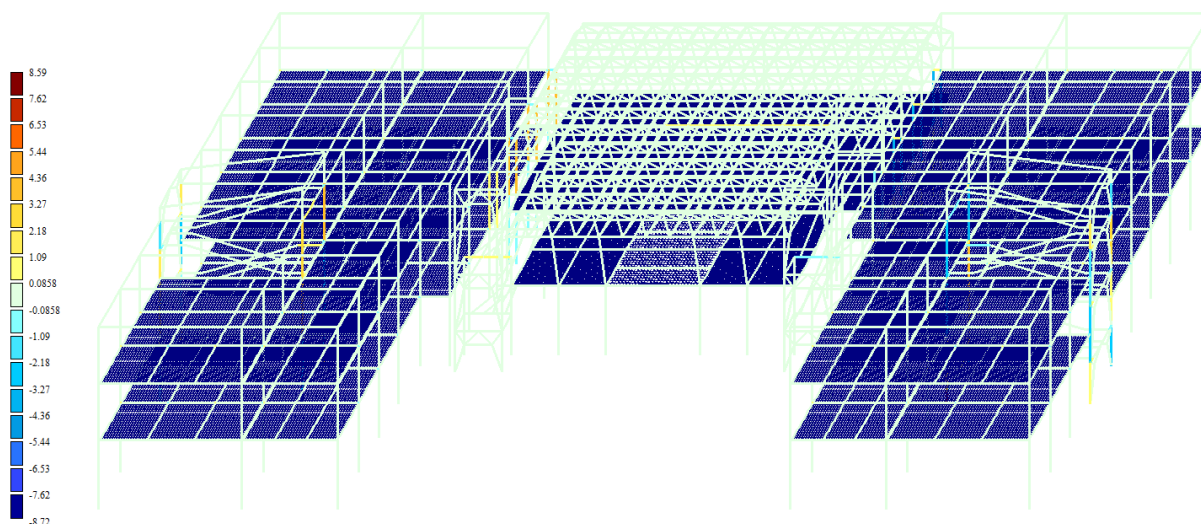


Рисунок 5.7.6. Изгибающие моменты M_x

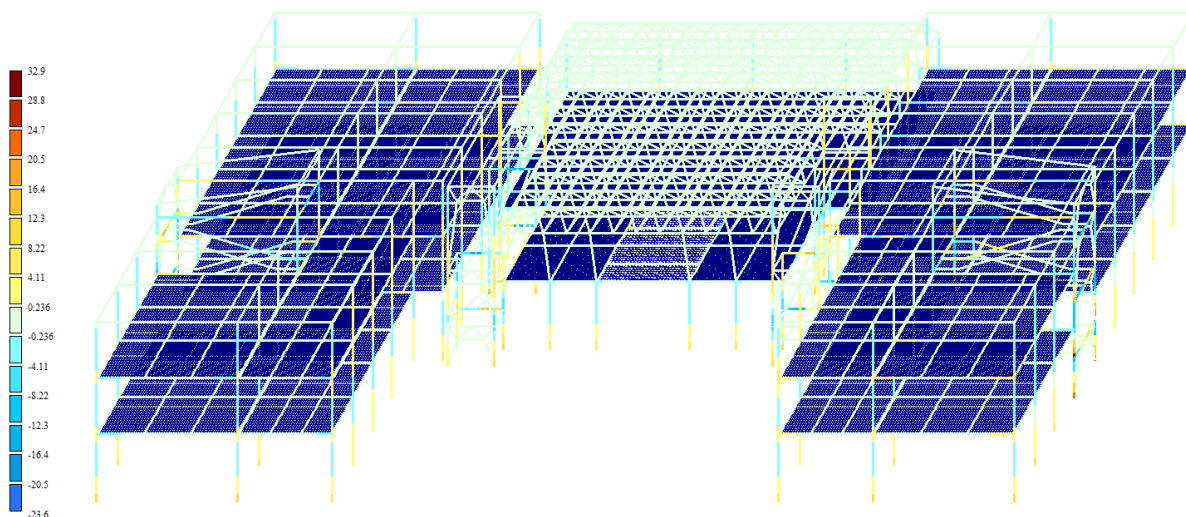


Рисунок 5.7.7. Изгибающие моменты M_z

5.8. Сочетание нагрузок (постоянные + длительные + снеговая вариант 2 +ветровая -Y + пульсация)

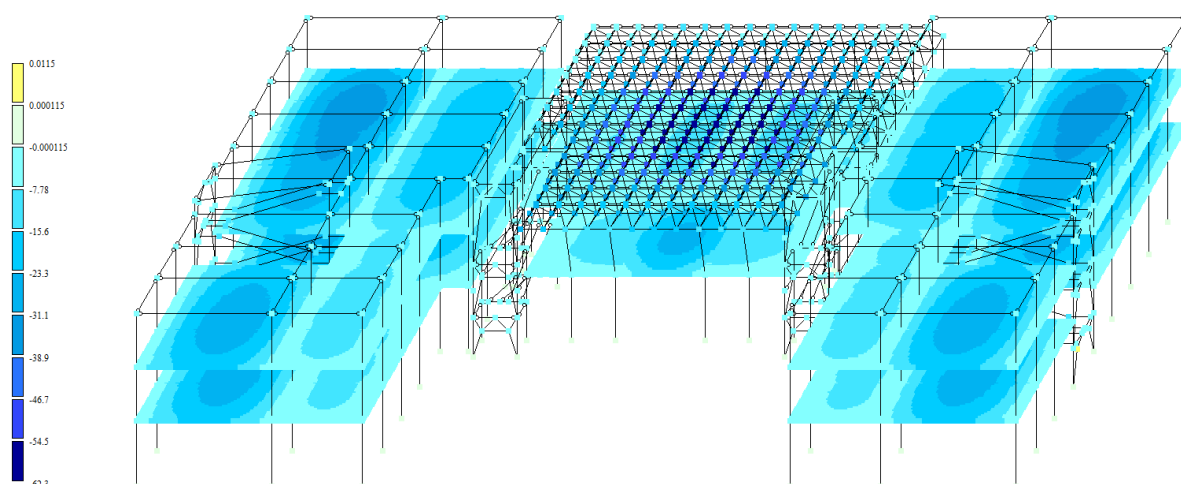


Рисунок 5.8.1. Перемещения по Z(мм)

Подп. и дата				
Взам. инв. №				
Инв. № дубл.				
Подп. и дата				
Инв. № подл				

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

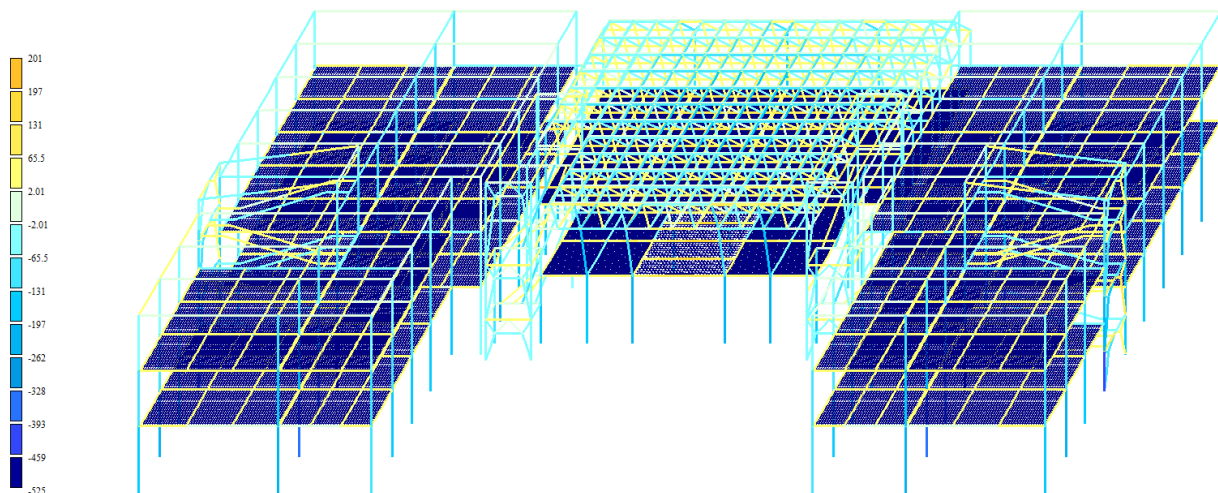


Рисунок 5.8.2. Продольные силы N

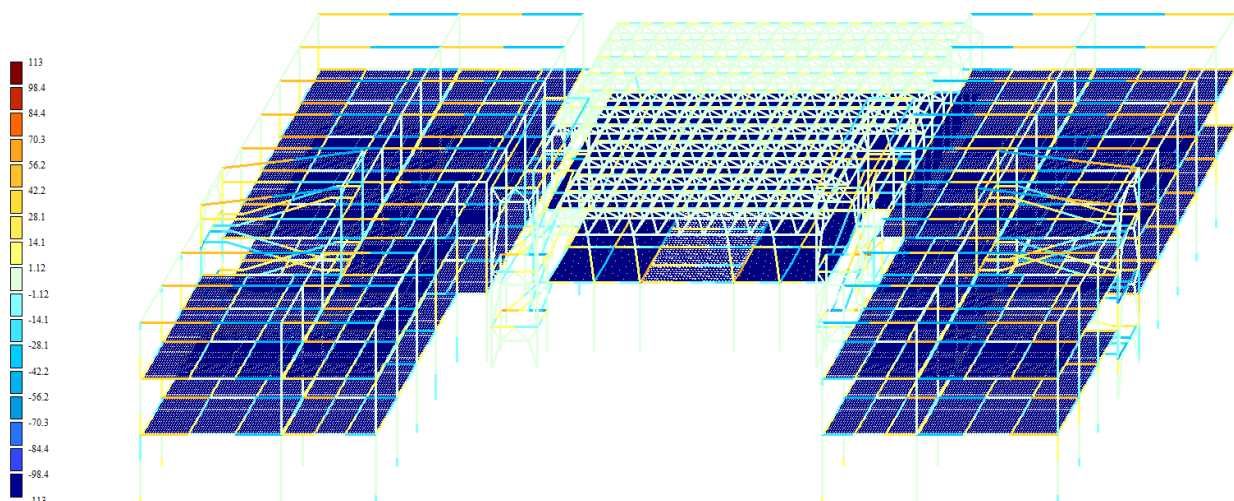


Рисунок 5.8.3. Поперечные усилия Q_z

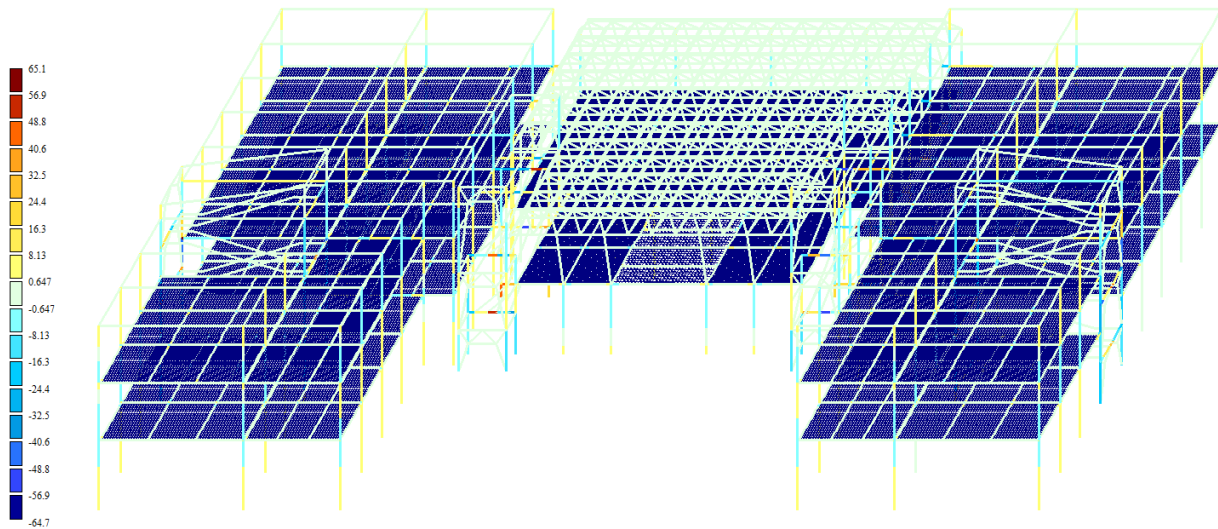


Рисунок 5.8.4. Поперечные усилия Q_y

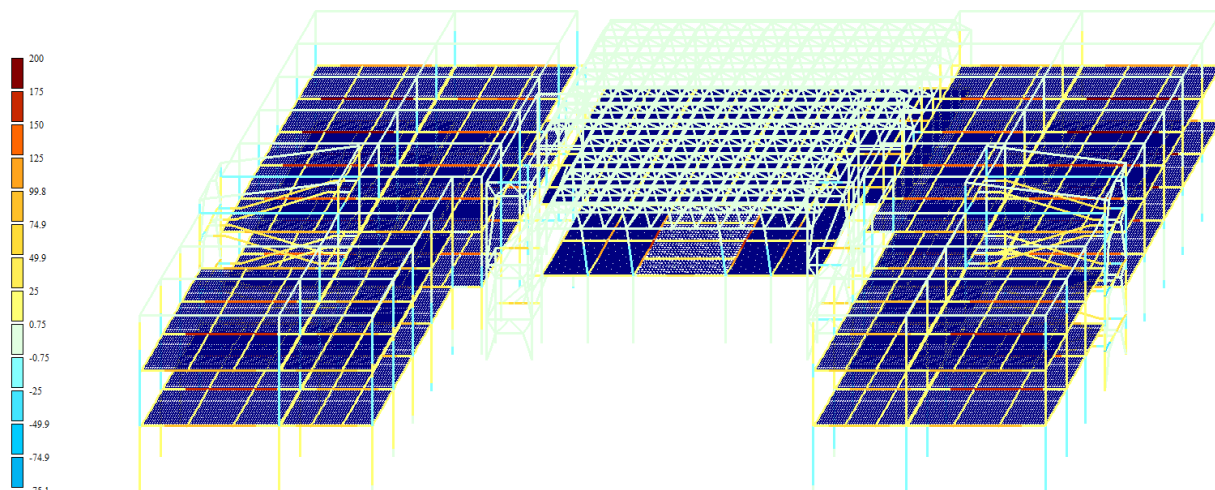


Рисунок 5.8.5. Изгибающие моменты M_y

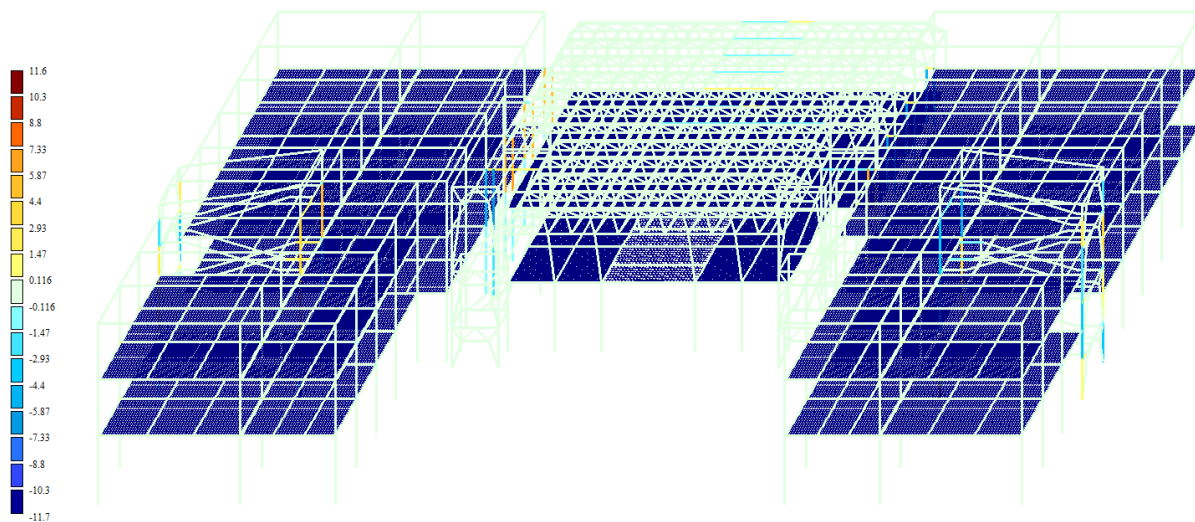


Рисунок 5.8.6. Изгибающие моменты M_x

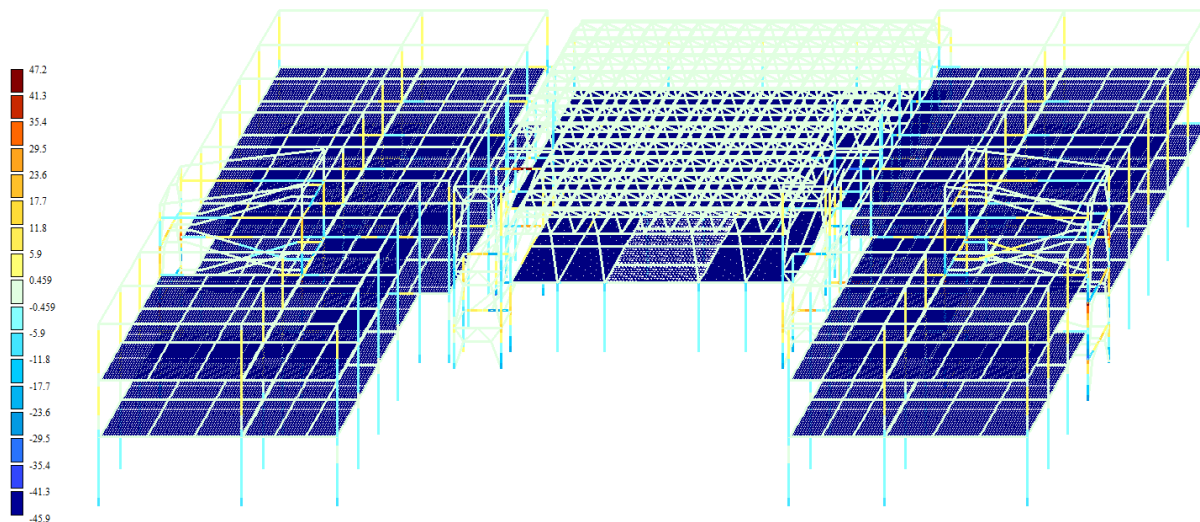


Рисунок 5.8.7. Изгибающие моменты M_z

Подш. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подш. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

6. РЕЗУЛЬТАТЫ ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

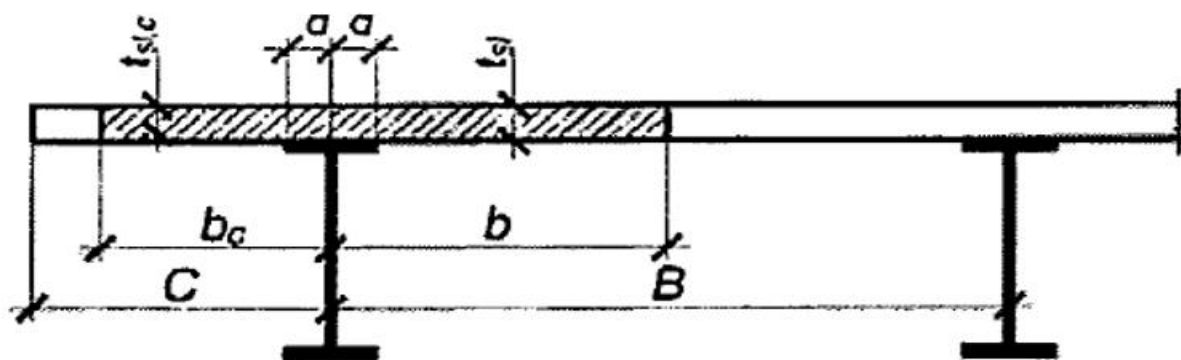
6.1. Перекрытие

В данном проекте рассматривается совместная работа перекрытия и второстепенных балок как комбинированное сталежелезобетонное перекрытие.

Конструкция объединения решена в виде гибких упоров (стад-болтов), приваренных к второстепенным балкам и обеспечивающих передачу сдвиговых усилий. Расчет по 1-ой и 2-ой группе предельных состояний произведен в ПК ЛИРА САПР. Для учета совместной работы балок и перекрытия необходимо произвести расчет стад-болтов на сдвигающие усилия. Расчет произведен в математическом комплексе Mathcad 15.

Расчет конструкции объединения железобетонной плиты со стальной балкой

Положение свеса плиты относительно стальной части, его обозначение	Пролет плиты l	Расчетная величина свеса плиты
Свес в сторону соседнего стального элемента b	Свыше $4B$	$B/2$
	Менее $4B$	$a + 6t_{sl}$, но не более $B/2$ и не менее $l/8$
Свес в сторону консоли b_c	Свыше $12C$	C
	Менее $12C$	$a + 6t_{sl,c}$, но не более C и не менее $l/12$
Обозначения: a — половина ширины железобетонного ребра или вута, а при их отсутствии — половина ширины контакта железобетонной плиты и стального пояса; $t_{sl}, t_{sl,c}$ — средняя толщина железобетонной плиты соответственно в пролете и на консоли (за вычетом ребра или вута); l — пролет ребра плиты (стальной балки); B — расстояние между осями стальных балок (см. рисунок 4.5); C — консольный свес плиты от оси стальной конструкции (см. рисунок 4.5).		



Согласно п.4.4.4.10, площадь поперечного сечения железобетонной плиты Аб, ее толщину ts1 и ширину ребра или вута следует принимать поделенным на коэффициент приведения αb согласно 4.4.4.2 настоящего свода правил.

4.4.4.2 В расчетах сталежелезобетонных конструкций следует применять коэффициент приведения $\alpha_b = E_{st}/E_{b1}$, где E_{st} — модуль упругости конструкционного металла стальной части, E_{b1} — модуль деформации бетона при сжатии и растяжении, определяемый по СП 63.13330 в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин.

Геометрические характеристики:

$$t := 10 \text{ см} \quad l_w := 6 \text{ м}$$

Характеристики материалов: $E_{st} := 206000 \text{ МПа}$ $E_b := 27500 \text{ МПа}$ $E_{b1} := 0.85 \cdot E_b = 23375 \text{ МПа}$ $R_b := 11.5 \text{ МПа}$

Коэффициент приведения:

$$\alpha_b := \frac{E_{st}}{E_{b1}} = 8.8$$

Приведенная толщина плиты:

$$t_{s1} := \frac{t}{\alpha_b} = 1.135 \text{ см}$$

Исходя из требований СП266.1325800, принимаем свес эффективной ширины плиты: $b := \frac{1}{8} = 75 \text{ см}$

6.2.4.2 Сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной балки следует определять для каждого расчетного участка по формуле

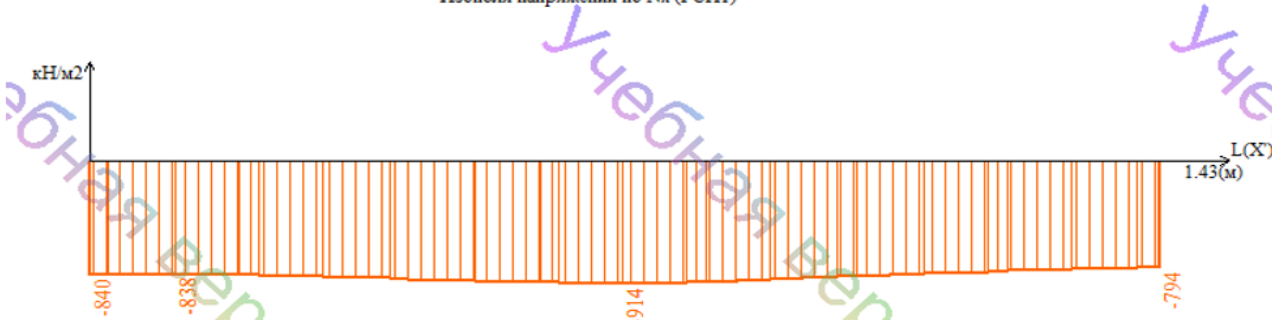
$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s), \quad (6.63)$$

где σ_{b1}, σ_{b2} — напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона в правом и левом сечениях расчетного участка плиты длиной a_i , соответственно;

σ_{s1}, σ_{s2} — напряжения в продольной арматуре в тех же сечениях, соответственно. Расчетный участок ограничивается соседними расчетными поперечными сечениями.

Величина S_i численно равна интегралу от напряжений N_x по площади плиты, работающей в зоне эффективной ширины $2b$.

Изополю напряжений по N_x (PCH1)



В силу отсутствия функции распределения напряжений и пологости графика N_x , принимаем сдвигающее усилие как среднее значение на графике, умноженное на высоту и эффективную ширину сечения плиты:

$$N_{\text{хср}} := \frac{840 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} + 914 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} + 794 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}}{3} = 849.3 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Сдвигающее усилие равно: $S_i := N_{\text{хср}} \cdot t \cdot 2 \cdot b = 127.4 \text{ кН}$

Оно действует в середине балки. То есть рассматриваемый расчетный участок:

$$a := \frac{1}{2} = 3 \cdot \text{м}$$

Тогда погонная сдвигающая сила равна:

$$S_s := \frac{S_i}{a} = 42.5 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Количество гибких упоров и их расстановка определяется из условия, что сдвигающее усилие приходящееся на один гибкий упор, должно быть меньше, чем несущая способность упора на сдвиг: $S_s < P_{rd}$.

В рассматриваемом случае используются гибкие упоры диаметром 10мм, длиной 70мм и расчетным сопротивлением стали $R_y=350$ МПа.

$$l_{уп} := 70\text{мм} \quad d_{ан} := 10\text{мм} \quad \frac{l_{уп}}{d_{ан}} = 7 > 4.2 \quad \gamma_c := 1$$

$$\text{Несущая способность гибкого упора определяется по формуле: } P_{rd} := d_{ан}^2 \cdot \sqrt{10 \cdot R_b} \quad P_{rd} := 10.724\text{кН}$$

$$\text{Также выполнено условие: } 0.063 \cdot d_{ан}^2 \cdot \gamma_c \cdot R_y = 22.05\text{кН} > P_{rd} = 10.724\text{кН}$$

Определим количество упоров по длине балки:

$$n := \frac{S_s \cdot l}{P_{rd}} = 23.8$$

Принимаем количество упоров $n := 24$ (на шестиметровую балку)

Стоит отметить, что при расчетах была рассмотрена наихудшая ситуация, при которой сдвигающая сила максимальна. Соответственно, количество гибких упоров принято в запас.

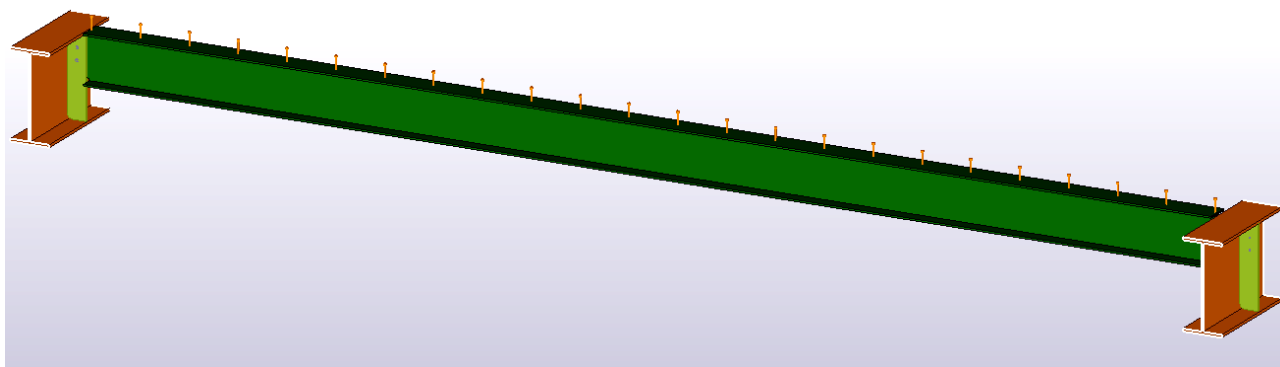


Рисунок 6.1.1. Стад болты без арматуры

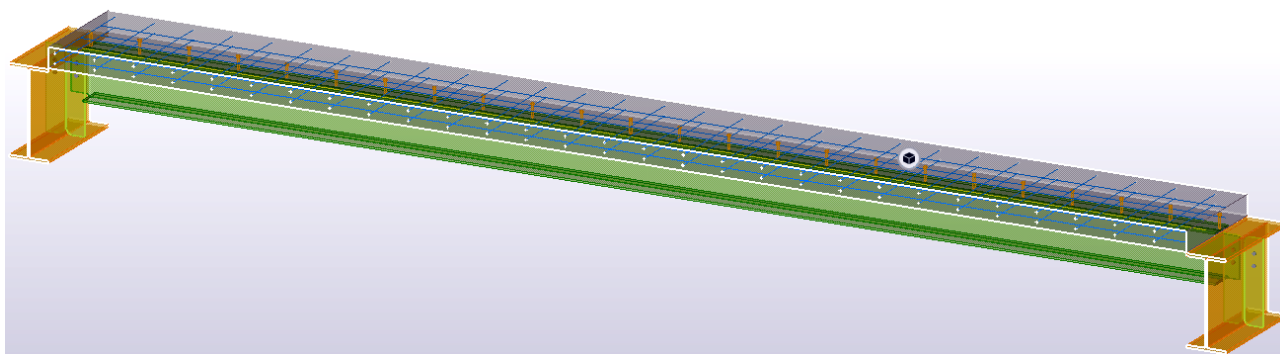


Рисунок 6.1.2. Стад болты с арматурой

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата	К_И_001146	Лист 45

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

При расчёте узлов ферм со стержнями трубчатого сечений и прикреплением элементов решетки непосредственно к поясу в соответствии с правилами проектирования следует проверять несущую способность:

- $$\frac{N}{A} \leq R_y \gamma_c$$

- $$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c$$

- Предельная гибкость сжатых элементов – $180-60\alpha$.

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$$

- статических – 400;
- динамических, приложенных непосредственно к конструкции:
 - пояса и опорные раскосы – 250;
 - другие элементы – 350;

$U_{\text{силик}},$ кН	$A, \text{см}^2$	$l_{ef}, \text{см}$	$i, \text{см}$	λ_x	α	$[\lambda]$	λ_{max}	φ	$\sigma,$ $\text{кН}/\text{см}^2$	$R_y \gamma_c,$ $\text{кН}/\text{см}^2$
207.00	9.45	150	6.31	23.75	-	250	0.808	0.980	21.90	25
-40.10	9.45	150	6.31	23.75	0.22	167.06	0.740	0.984	4.31	20

Усилие , кН	A, см ²	l_{ef} , см	i , см	λ_x	α	$[\lambda]$	λ_{max}	φ	σ , кН/см ²	$R_y \gamma_c$, кН/см ²
126.00	10.55	150	6.31	23.78	-	250	0.828	0.977	11.94	25
-195.00	10.55	150	6.31	23.78	0.94	123.65	0.741	0.984	18.78	20

Таблица 6.2.3. Подбор сечения наиболее нагруженных раскосов (50×8)

Усилие , кН	A, см ²	l_{ef} , см	i , см	λ_x	α	$[\lambda]$	λ_{max}	φ	σ , кН/см ²	$R_y \gamma_c$, кН/см ²
69.10	9.45	150	6.31	23.75	-	250	0.828	0.978	7.31	25
-136.00	9.45	150	6.31	23.75	0.73	136.17	0.740	0.985	14.61	20

Таблица 6.2.4. Подбор сечения раскосов (38×4)

Усилие , кН	A, см ²	l_{ef} , см	i , см	λ_x	α	$[\lambda]$	λ_{max}	φ	σ , кН/см ²	$R_y \gamma_c$, кН/см ²
50.80	4.27	150	3.69	40.68	-	350	1.417	0.936	11.90	25
-50.80	4.27	150	3.69	40.68	0.63	142.32	1.268	0.947	12.56	20

Прогибы конструкции, полученные расчетом в программе, увеличиваются на 20% с учетом податливости болтовых соединений, т.е. общий прогиб, полученный для системы с неподвижными соединениями, рекомендуется увеличивать на коэффициент 1,2.

Предельный прогиб для структурной плиты определяется по табл. Д.1 СП 16.13330.2017 и равен $24/300 = 0,08$ м по направлению оси X и $18/275 = 0,065$ по направлению оси Y. По расчету максимальное значение прогиба от нормативных нагрузок – 0,051 м, т.е. общий прогиб равен 0,0612 м и структура проходит по 2ГПС.

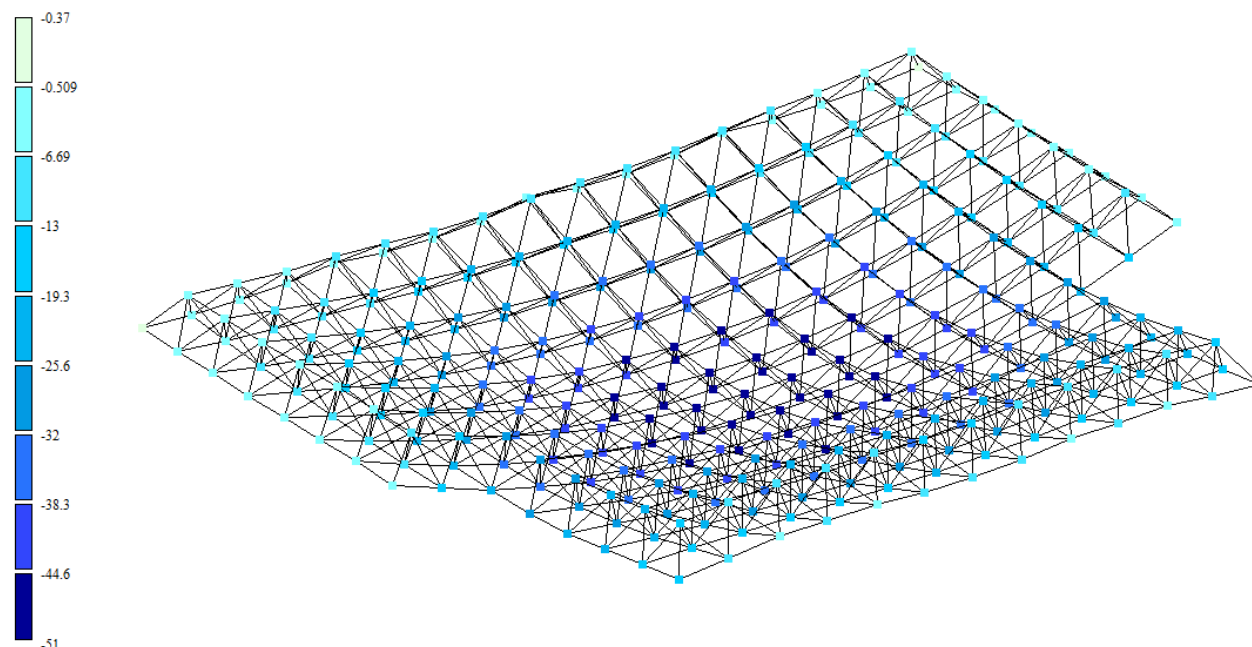


Рисунок 6.2.1. Максимальные перемещения от нормативных нагрузок (РСН1)

Подп.	Подп. и дата
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп.	Подп. и дата
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата
------	----------	-------	------

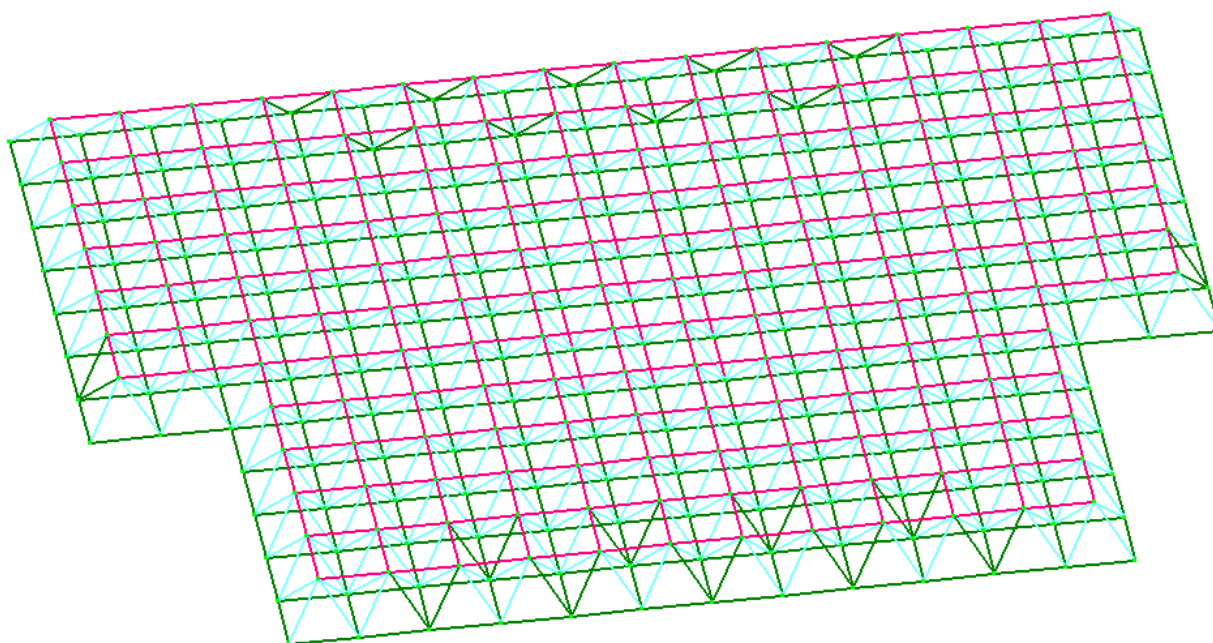


Рисунок 6.2.2. Принятые сечения для структурного покрытия

Итого, подобранные сечения – НП 50×7, ВП 50×8, Р 38×4.

Узловое соединение структуры

Элементы узловых соединений, работающие на сжатие, рассчитываются по типу соединений с фрезерованными торцами, в которых сжимающую силу следует считать полностью передающейся через торцы.

Для монтажных соединений применяют болты $\varnothing 22$ мм нормальной точности. Отверстия для них устраивают $\varnothing 23,5$ мм. Несущая способность высокопрочных болтов, работающих в узловых соединениях на центральное растяжение, определяется в зависимости от механических свойств болтов после их термической обработки по формуле:

$$P = R_{bt} A_{bn} = 75,5 \cdot 2,92 = 220,46 \text{ кН}$$

Глубина завинчивания высокопрочного болта в узловой элемент определяется по несущей способности резьбы по формуле:

$$h = \frac{P}{\pi d k_2 k_m \tau_{2\beta}} + 2s = \frac{220,46}{3,14 \cdot 2,2 \cdot 0,87 \cdot 0,341 \cdot 24,05} + 2 \cdot 0,15 = 4,772 \text{ см}$$

где k_2 – коэффициент полноты метрической резьбы; $k_m = 5s/d$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения нагрузки по виткам резьбы; $\tau_{2\beta}$ – расчетное сопротивление резьбы, равное $0,65R_{un}$; s – шаг резьбы, см.

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

6.3. Покрытие из балки с перфорированной стенкой

Далее приведены выкладки по подбору сечения перфорированной балки в программе Mathcad 15:

Расчетные $M_p := 108 \text{ кН}\cdot\text{м}$ $Q_p := 47 \text{ кН}$ Материал $R_y := 25 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (С245) $\gamma_c := 1$ $E := 20600 \text{ МПа}$

Требуемый момент сопротивления крайних фибр сечения проектируемой балки:

$$W_{\text{хтр}} := \frac{M_p}{R_y \cdot \gamma_c} = 432 \text{ см}^3$$

Оптимальная высота двутавра (по весу):

$$t_{w1} := 10 \text{ мм} \quad h_{\text{opt}} := 1.4 \sqrt{\frac{W_{\text{хтр}}}{t_{w1}}} = 291 \text{ мм}$$

Требуемый момент сопротивления крайних фибр сечения исходного двутавра:

$$W_{\text{хтрисх}} := 0.65 W_{\text{хтр}} = 280.8 \text{ см}^3$$

Нормативная нагрузка от собственного веса выпележащих конструкций

$$g_n := 1.419 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Снеговая нагрузка в III снеговом районе

$$S_n := 1.5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Шаг балок $B := 3 \text{ м}$ Пролет балок

$$l_{11} := 9 \text{ м}$$

Пониженная нормативная нагрузка на балку

$$q_{\text{нп}} := (g_n + 0.49 S_n) \cdot B = 6.462 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Расчетная нагрузка на балку

$$q_p := (g_n + S_n) \cdot B = 8.757 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Предельный прогиб для балки с

$$l_{11} = 9 \text{ м} \quad w := 225$$

Min высота сквозного двутавра (по предельной деформативности):

$$h_{\text{min}} := \frac{5 \cdot R_y \cdot l_{11}^2 \cdot w \cdot q_{\text{нп}}}{24 \cdot 0.95 \cdot E \cdot q_p} = 397.7 \text{ мм}$$

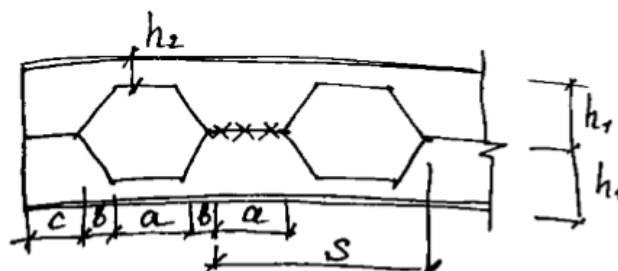
Параметры разрезаемого двутавра 30Б1:

$$h_{\text{ish}} := 298 \text{ мм} \quad t_f := 8 \text{ мм} \quad t_w := 5.5 \text{ мм}$$

$$b_f := 149 \text{ мм} \quad r := 13 \text{ мм}$$

$$A_{\text{dv}} := 40.8 \text{ см}^2 \quad I_x := 6318.22 \text{ см}^4$$

$$W_x := 424 \text{ см}^3 \quad S_x := 237.53 \text{ см}^3$$



Роспуск зигзагом с отношением 3:

$$h_1 := h_{\text{ish}} \cdot 0.75 = 223.5 \text{ мм} \quad h_2 := h_{\text{ish}} \cdot 0.25 = 74.5 \text{ мм}$$

Итого принимаем

$$h_{11} := 223 \text{ мм} \quad h_{22} := 75 \text{ мм} \quad m_1 := h_{11} - h_{22} = 148 \text{ мм}$$

$$b := m_1 \cdot 0.577 = 85.396 \text{ мм} \quad a := 2 \cdot b = 170.792 \text{ мм}$$

$$a_1 := 170 \text{ мм} \quad b_1 := 85 \text{ мм}$$

Шаг отверстий

$$ss := 2(a_1 + b_1) = 510 \text{ мм}$$

Количество шагов отверстий

$$n_{ss} := \frac{l_{11}}{ss} = 17.647 \quad \text{Принимается} \quad n_{11} := 18$$

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Меняем на:

$$s_{11} := \frac{l_{11}}{n_{11}} = 500 \cdot \text{мм} \quad a_{11} := \frac{s_{11}}{3} = 167 \cdot \text{мм} \quad b_{11} := \frac{s_{11}}{6} = 83 \cdot \text{мм}$$

$$c_{11} := a_{11} + 2b_{11} = 333 \cdot \text{мм}$$

Расстояние от центральной оси до центра тяжести сечения тавра

$$y := \frac{(S_x - h_2^2 \cdot 0.5 \cdot t_w)}{0.5 \cdot A_{dv} - h_2 \cdot t_w} = 136.339 \cdot \text{мм}$$

Момент инерции сечения тавра относительно центр. оси:

$$I_{x11} := \frac{I_x}{2} - h_2^3 \cdot \frac{t_w}{12} - h_2 \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_2}{2}\right)^2 - (0.5 \cdot A_{dv} - h_2 \cdot t_w) \cdot y^2 = 52.937 \cdot \text{см}^4$$

$$y_{11} := \frac{h_{ish}}{2} - y = 12.661 \cdot \text{мм}$$

$$y_{22} := h_2 - y_{11} = 61.839 \cdot \text{мм}$$

Max и Min моменты сопротивления крайних фибр сечения тавра:

$$W_{\max} := \frac{I_{x11}}{y_{11}} = 41.812 \cdot \text{см} \quad W_{\min} := \frac{I_{x11}}{y_{22}} = 8.56 \cdot \text{см}^3$$

Площадь поперечного сеч. тавра

$$A_{\text{тавр}} := 0.5 \cdot A_{dv} - h_2 \cdot t_w = 16.303 \cdot \text{см}^2 \quad h_{zt} := 2 \cdot (h_1 - y_{11}) = 421.7 \cdot \text{мм}$$

Момент инерции сечения с отверстием полученного сквозного двутавра:

$$I_{xx} := 2 \left(I_{x11} + \frac{A_{\text{тавр}}}{4} \cdot h_{zt}^2 \right) = 14599.8 \cdot \text{см}^4$$

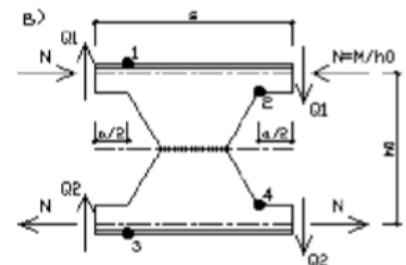
Приблизительное расстояние от опоры до сечения, где необходимо определять напряжения 1 и 3, 2 и 4:

$$z_{13п} := \frac{l_{11}}{2} - I_{xx} \cdot \frac{a_{11}}{4 \cdot h_1 \cdot W_{\max}} = 384.9 \cdot \text{см}$$

$$\text{принимаем} \quad z_{13} := 583 \cdot \text{см}$$

$$z_{24п} := \frac{l_{11}}{2} - I_{xx} \cdot \frac{a_{11}}{4 \cdot m_1 \cdot W_{\min}} = -30.1 \cdot \text{см}$$

$$\text{принимаем} \quad z_{24} := 916 \cdot \text{см}$$



Расчетные изгибающий момент и поперечная силы на расстоянии z13 и z24:

$$M_{13} := 1.02 \cdot 0.5 \cdot q_p \cdot (z_{13} \cdot l_{11} - z_{13}^2) = 82.5 \cdot \text{кН} \cdot \text{м} \quad M_{24} := 1.02 \cdot 0.5 \cdot q_p \cdot (z_{24} \cdot l_{11} - z_{24}^2) = -6.5 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{13} := 1.02 \cdot q_p \cdot (0.5 \cdot l_{11} - z_{13}) = -11.9 \cdot \text{кН}$$

$$Q_{24} := 1.02 \cdot q_p \cdot (0.5 \cdot l_{11} - z_{24}) = -41.6 \cdot \text{кН}$$

Уровень нормальных напряжений в точках:

$$\sigma_{13} := \left| M_{13} \cdot \frac{h_1}{I_{xx}} \right| + \left| Q_{13} \cdot \frac{a_{11}}{4 \cdot W_{\max}} \right| = 13.8 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad \sigma_{24} := \left| M_{24} \cdot \frac{m_1}{I_{xx}} \right| + \left| Q_{24} \cdot \frac{a_{11}}{4 \cdot W_{\min}} \right| = 20.9 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 25 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Касательные напряжения в стыковом шве между 1 и 2 от опоры отверстиями (сдвиг):

$$l_r := c_{11} + 2 \cdot b_{11} + 1.5 \cdot a_{11} = 0.75 \cdot \text{м} \quad Q_{915} := 1.02 \cdot q_p \cdot (0.5 \cdot l_{11} - l_r) = 33.5 \cdot \text{кН} \quad \tau_{915} := Q_{915} \cdot \frac{s_{11}}{t_w \cdot a_{11} \cdot h_{zt}} = 4.3 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Местная устойчивость стенки сквозного двутавра

Расчетная высота стенки простенка

$$h_{ef} := 2(h_1 - t_f) = 431 \cdot \text{мм} \quad \frac{h_{ef}}{t_w} = 78.364 > 2.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 71.764$$

Значит, ставятся ребра жесткости

$$b_{re} := \frac{h_{ef}}{30} + 25 \text{ мм} = 39.4 \cdot \text{мм} \quad b_r := 40 \cdot \text{мм} \quad t_{re} := 2b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2.8 \cdot \text{мм}$$

Расстояние между ребрами не более $2h_{ef}=862\text{мм}$, размеры ребер: ширина 40 мм, толщина 4 мм

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата	

K_И_001146

$$\text{Устойчивость стенки верхнего сжатого тавра: } \frac{(h_2 - t_f - r)}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 0.339 < 0.498 \left(1 + 0.25 \cdot \sqrt{\frac{b_f}{h_2 - t_f - r}} \right) = 0.706$$

Устойчивость стенки тавра обеспечена

Общая устойчивость $M_r := 1.02 \cdot q_p \cdot \frac{111^2}{8} = 90.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Для условной гибкости, равной $\frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2.73$ по таблице Д1 $\varphi := 0.611$ (сечение типа с)

$$\frac{Q_p}{A_{\text{тавр}} \cdot \varphi} = 4.72 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 25 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\frac{5}{384} \cdot q_{\text{нп}} \cdot \frac{l_{11}^4}{0.95 \cdot E \cdot I_{xx}} = 19.3 \cdot \text{мм} < \frac{l_{11}}{w} = 40 \cdot \text{мм}$$

Итого, подобрана балка, полученная из горячекатанного двутавра 30Б1:

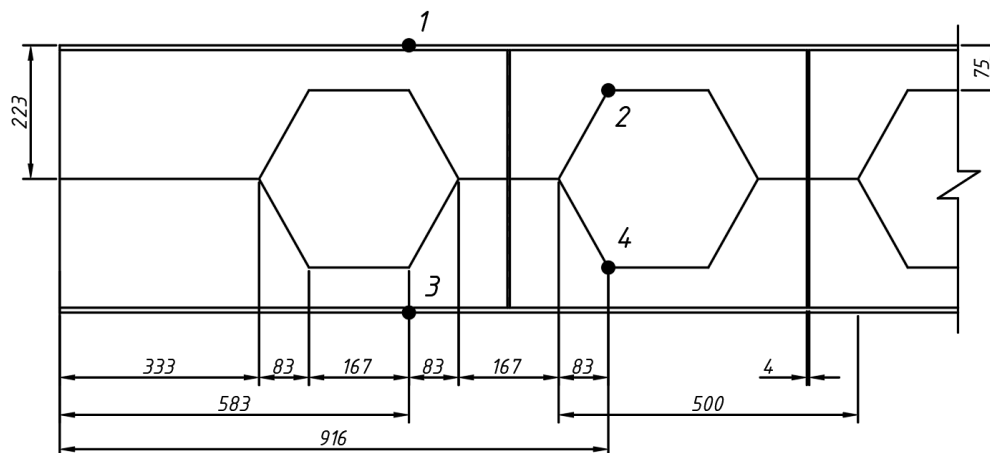


Рисунок 6.3.1. Фрагмент перфорированной балки с размерами

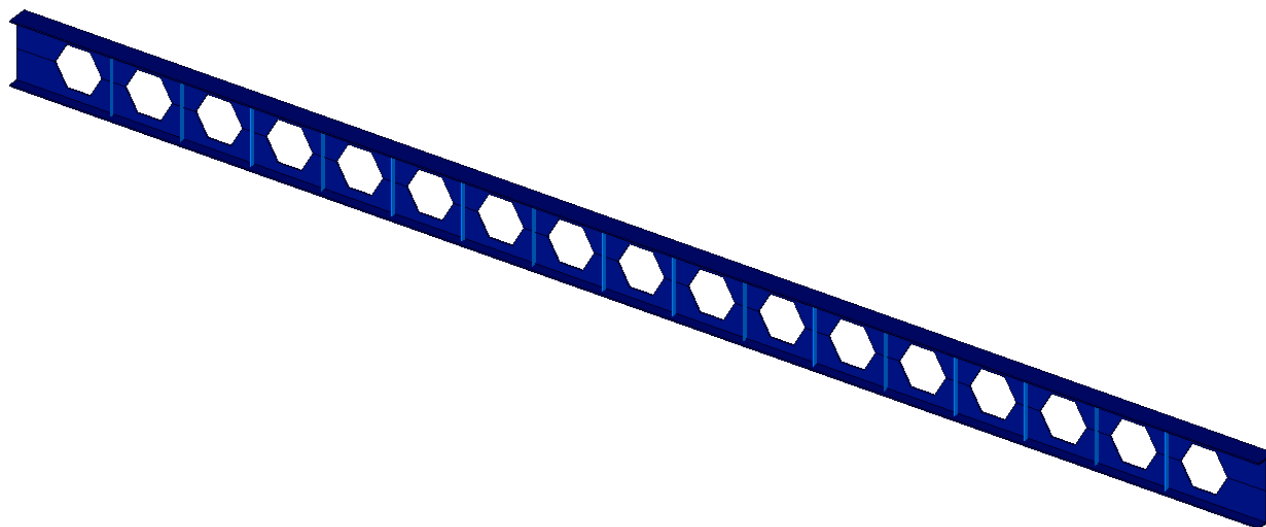


Рисунок 6.3.2. Модель подобранной балки в TeklaStructures

6.4. Главные балки

Сечение главных балок подбирается по РСУ (1ГПС, 2 ГПС).

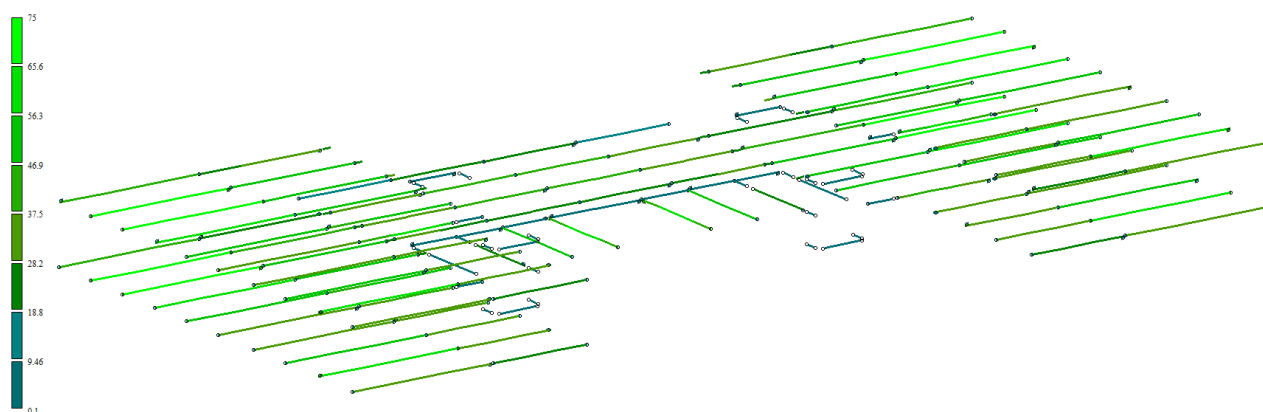


Рисунок 6.4.1. Проверка по 1ГПС

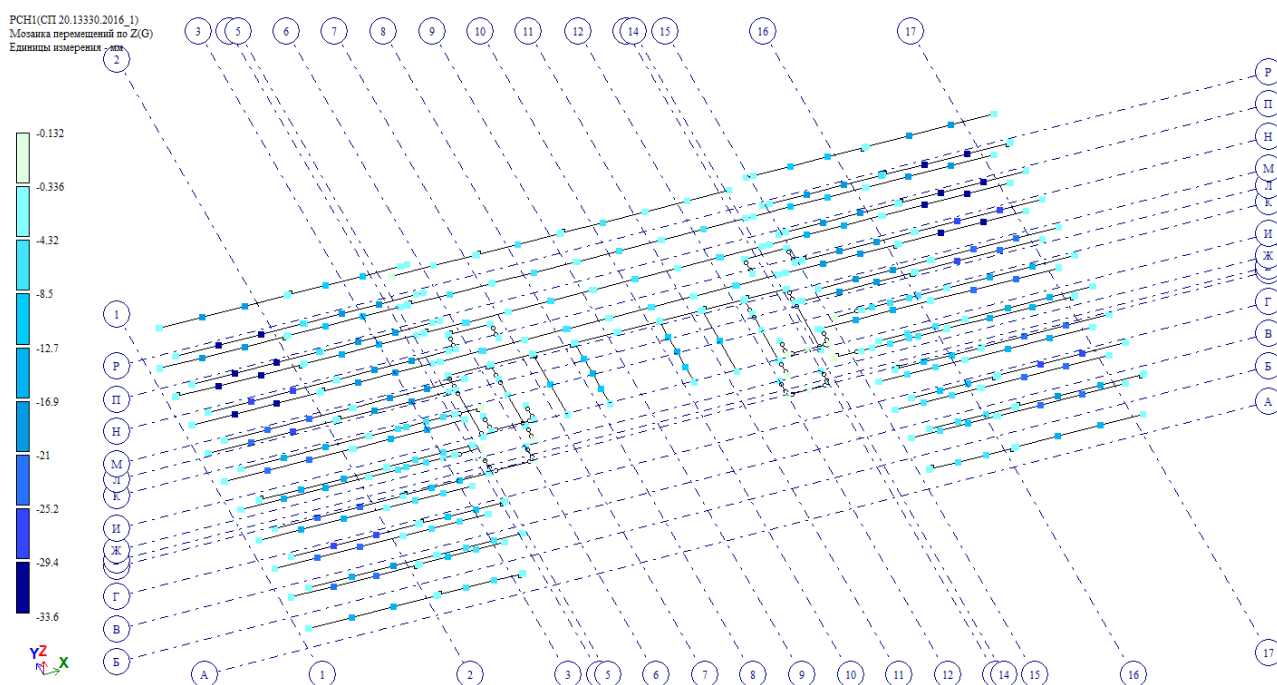


Рисунок 6.4.2. Максимальные прогибы главных балок

Главные балки есть пролетом 6 м и 9 м. В п. 4.4. были найдены предельные перемещения для балок.

Таблица 6.4.1. Сопоставление расчетных и предельных прогибов

Пролет, м	$f_{\text{пред}}$, мм	Z, мм
6	30	7,7
9	40	33,6

Таким образом, выбранное сечение главной балки – 45Б1.

6.5. Колонны

Сечение колонн подбирается по РСУ (1ГПС, 2ГПС). В результате получилось 5 типоразмеров, а именно колонны крайние, колонны средние, колонны под структурой, колонны для лестницы в секции 1, колонны для лестницы в секции 2:

- 1. Профиль "Молодечно" 160 x 5 (Колонна)
- 12. Профиль "Молодечно" 180 x 5 (Колонны средние)
- 13. Профиль "Молодечно" 200 x 10 (Колонны лестница 1)
- 14. Профиль "Молодечно" 150 x 5 (Колонны структура)
- 15. Профиль "Молодечно" 150 x 5 (Колонна лестница 2)

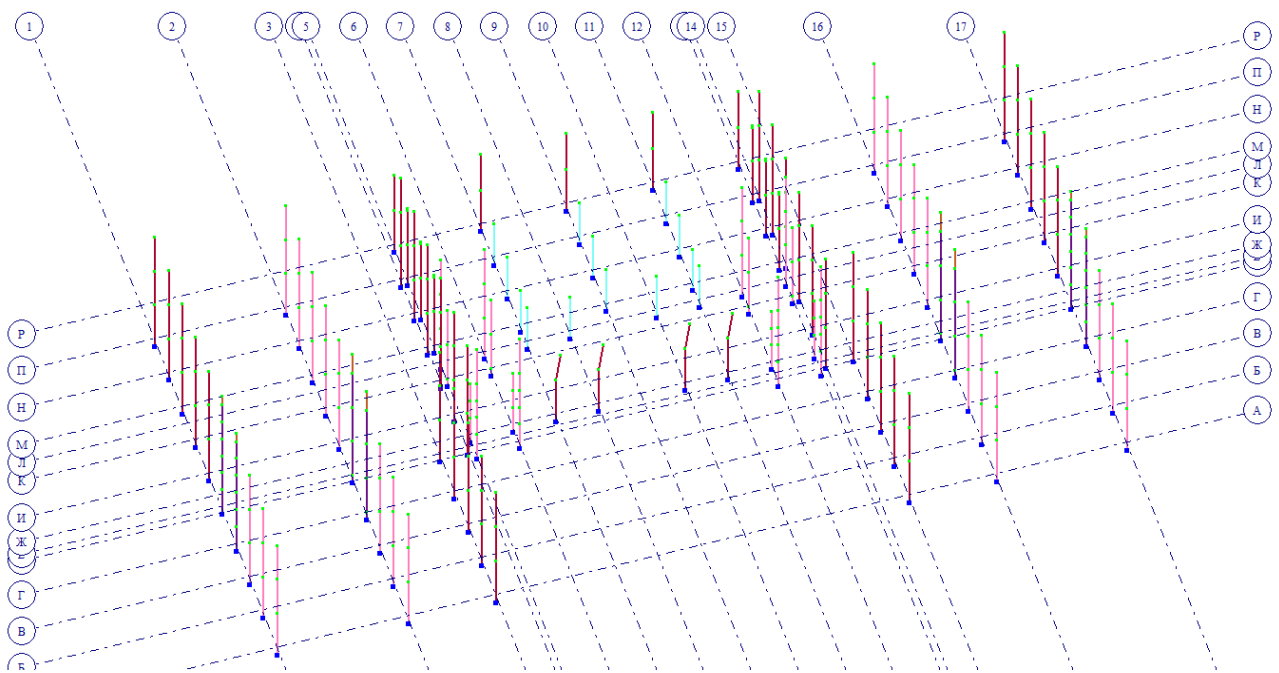


Рисунок 6.5.1. Подобранные сечения колонн

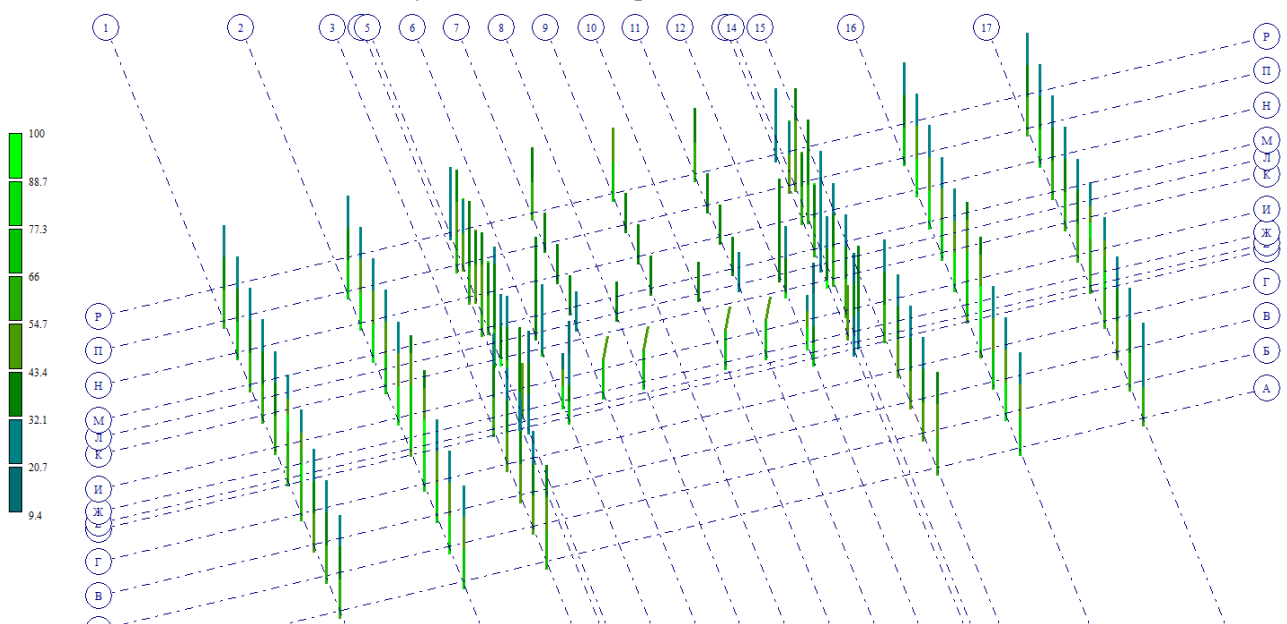


Рисунок 6.5.2. Проверка по 1ГПС

Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

Изм. № докум. Подп. Дата

К_И_001146

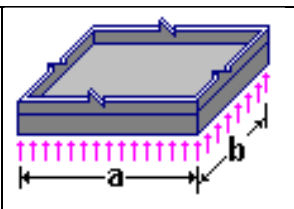
Лист

53

Толщина плиты = 2.5 см

Проверка по прочности плиты на изгиб:

Коэффициент использования 0,94.



Базы для остальных колонн назначаются конструктивно такого же сечения.

6.7. Болтовые соединения

Болты подбираются в сателлите КРИСТАЛЛ в соответствии с СП 16.13330.2017 для балок секций 1,3. Для секции 2 болты подбираются аналогично.

Крепление главной балки к колонне

Сталь: С255

Группа конструкций по приложению В СП 16.13330.2017: 1

Усилие: $Q_z = 104$ кН

Таблица 6.7.1. Характеристики для расчета болтового соединения главной балки

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Расчетное сопротивление срезу болтов R_{bs}	19367,992 Т/м ²
Расчетное сопротивление смятию болтовых элементов R_{bp}	45476,13 Т/м ²

Таблица 6.7.2. Подбор болтов для крепления главной балки

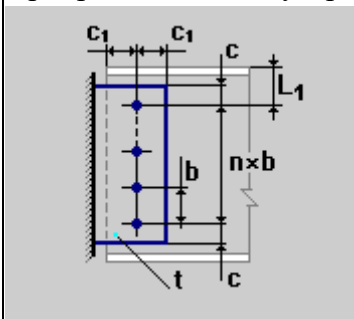
Тип	Болты	Параметры
Прикрепление на двусторонней накладке 	Диаметр болтов 16 мм Чернота 3 мм Диаметр отверстий 19 мм Класс болтов 5.6 Класс точности В или С	$n = 2$ $b = 70$ мм $c = 60$ мм $t = 8$ мм $c_1 = 55$ мм $L_1 = 150$ мм
Сечение: Двутавр 45Б1		

Таблица 6.7.3. Проверки болтового соединения

Проверено по СП	Проверка	Коэффициент использования
п.14.2	срез болтов	0,504

Проверено по СП	Проверка	Коэффициент использования
п.14.2	смятие	0,324
п.14.2	смятие стенки	0,692
пп.8.2, 9.1.1	прочность ослабленного сечения накладки	0,23
пп.8.2, 9.1.1	прочность ослабленного сечения балки	0,104

Коэффициент использования 0,692 - смятие стенки.

Крепление второстепенной балки к главной

Сталь: С255

Группа конструкций по таблице 50* СНиП II-23-81* 1

$Q_z = 38$ кН

Таблица 6.7.4. Характеристики для расчета болтового соединения второстепенной балки

Коэффициент надежности по ответственности	1
Коэффициент условий работы	1
Расчетное сопротивление срезу болтов R_{bs}	19367,992 Т/м ²
Расчетное сопротивление смятию болтовых элементов R_{bp}	47393,346 Т/м ²

Таблица 6.7.5. Подбор болтов для крепления второстепенной балки

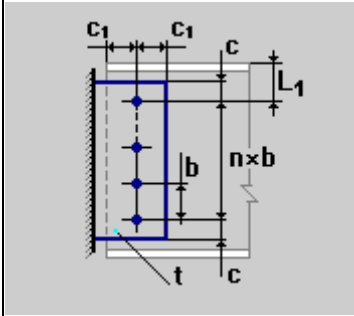
Тип	Болты	Параметры
Прикрепление на односторонней накладке 	Диаметр болтов 16 мм Чернота 3 мм Диаметр отверстий 19 мм Класс болтов 5.6 Класс точности В или С	n = 1 b = 60 мм c = 64 мм t = 8 мм c1 = 45 мм L1 = 85 мм
Сечение: Двутавр 25Б2		

Таблица 6.7.6. Проверки болтового соединения

Проверено по СП	Проверка	Коэффициент использования
п.14.2	срез болтов	0,553
п.14.2	смятие	0,355
п.14.2	смятие стенки	0,473
пп.8.2, 9.1.1	прочность ослабленного сечения накладки	0,227
пп.8.2, 9.1.1	прочность ослабленного сечения балки	0,077

Коэффициент использования 0,553 - срез болтов.

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

7.3. Модальный анализ

Таблица 7.3.1. Характеристики форм колебаний

ЗАГР	N п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды
12 - (мод. 21)					
12	1	0.338994	2.949909	0.469731	2.128879
12	2	0.322076	3.104857	0.494404	2.022637
12	3	0.307571	3.251281	0.517720	1.931546
12	4	0.279350	3.579743	0.570023	1.754316
12	5	0.279349	3.579756	0.570025	1.754310
12	6	0.279346	3.579792	0.570031	1.754292
12	7	0.279340	3.579870	0.570043	1.754254
12	8	0.279336	3.579920	0.570051	1.754229
12	9	0.275251	3.633043	0.578510	1.728578
12	10	0.251271	3.979768	0.633721	1.577981
12	11	0.249840	4.002569	0.637352	1.568992
12	12	0.244570	4.088802	0.651083	1.535902
12	13	0.244561	4.088955	0.651108	1.535845
12	14	0.244553	4.089092	0.651129	1.535793
12	15	0.244552	4.089113	0.651133	1.535785
12	16	0.244543	4.089252	0.651155	1.535733

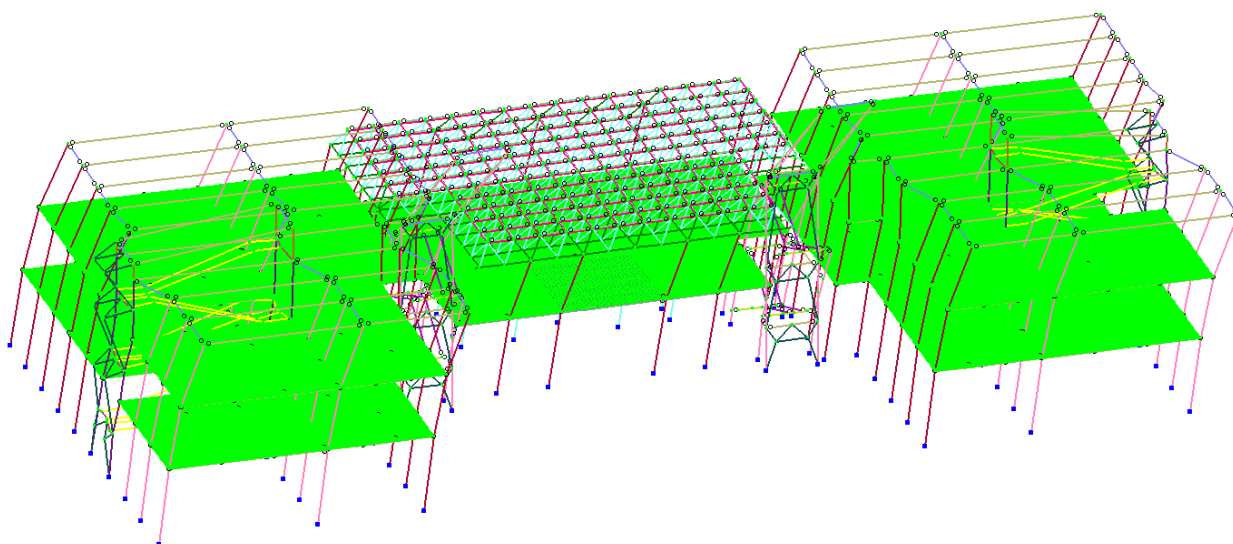


Рисунок 6.9.1. Форма колебаний №1

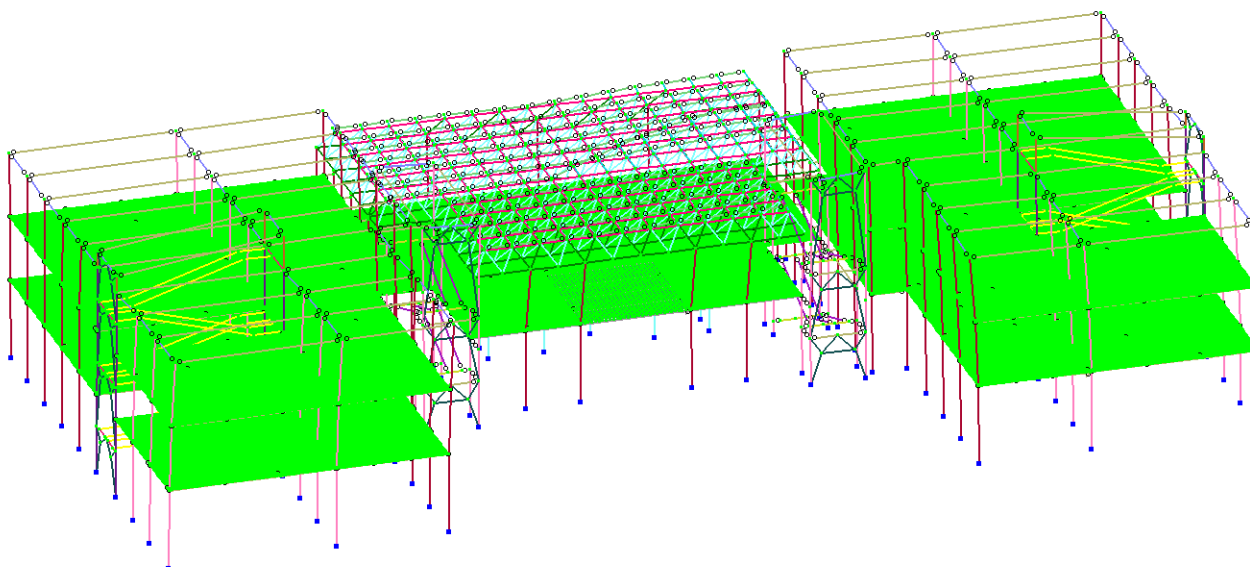


Рисунок 6.9.2. Форма колебаний №2

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

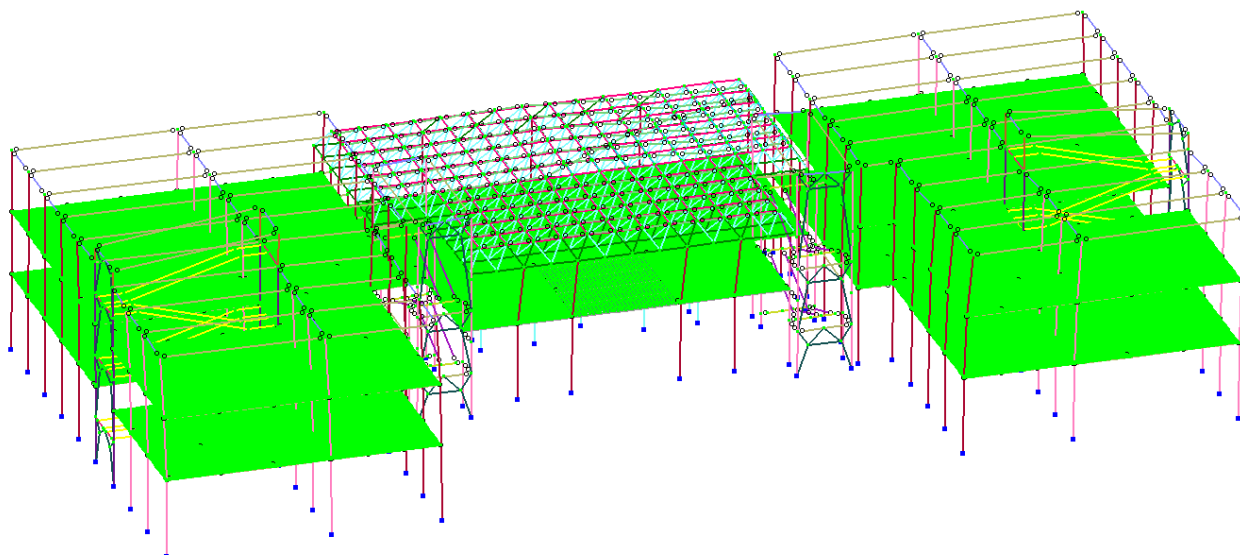


Рисунок 6.9.3. Форма колебаний №3

7.4. Долговечность

Для обеспечения требуемой долговечности строительного объекта при его проектировании необходимо учитывать:

- условия эксплуатации по назначению;
- расчетное влияние окружающей среды;
- свойства применяемых материалов, возможные средства их защиты от негативных воздействий среды, а также возможность деградации их свойств.

Проектируемое здание относится к группе объектов массового строительства в обычных условиях эксплуатации.

Таблица 7.4.1. Долговечность строительных материалов

Материал	Срок службы, лет
Фундаменты (железобетонные)	150
Перекрытия (железобетонные)	150
Полы (паркетные по дощатому основанию)	50
Полы (керамическая плитка)	80
Лестницы (железобетонные по металлическим косоурам)	100
Кровли (профнастил с полимерным покрытием)	30
Кровли (ПВХ-мембрана)	50 и более
Плиты пенополистирольные	50
Плиты минераловатные	30
Пленка полиэтиленовая	10 и более

По данным таблицы получается, что пленку полиэтиленовую следует заменить на другой материал с большим сроком службы

7.5. Огнестойкость

Как было указано в п. 1, степень огнестойкости здания I, в соответствии с этим подбирается предел огнестойкости строительных конструкций.

Применяется огнезащитное покрытие для металлоконструкций ТЕРМОБАРЬЕР (а также ТЕРМОБАРЬЕР К – двухслойная конструктивная огнезащита). Вспучивающаяся огнезащитная краска для металла предназначена для повышения огнестойкости стальных конструкций на объектах гражданского и промышленного строительства.

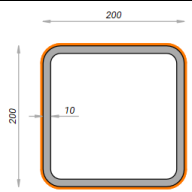
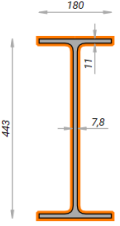
Порядок нанесения краски:

1. Поверхность металла очищается до степени 2 по ГОСТ 9.402 (до чистого металла), обезжиривается растворителем ксилол до степени 1 по ГОСТ 9.402;
2. Наносится слой грунта ГФ-021 по ГОСТ 25129 толщиной 50 мкм;
3. Обеспыление и обезжиривание растворителем ксилол;
4. Огнезащитная краска наносится послойно до достижения заданной толщины. Нанесение следующего слоя допускается только при высыхании предыдущего до степени 3 по ГОСТ 19007.

В таблице 7.5.1. приведены следующие показатели:

- Обогреваемый периметр (P , мм) обозначен оранжевым цветом;
- ПТМ – приведенная толщина металла, мм;
- $R_{тр}$ – предел огнестойкости;
- Площадь защищаемой поверхности S , см^2 ;
- Толщина покрытия, мм;
- Расход, кг на 1 м^2 .

Таблица 7.5.1. Расчет толщины огнезащитного покрытия

№	Обозначение, P , мм	Эскиз	Профиль	ПТМ, мм	$R_{тр}$, мин	S , см^2	Толщина, мм	Расход, кг
1	Колонна, 757,08		□ 200×10	9,585	R120	72,57	2,45	3,6
2	Главная балка, 1554,35		I 45Б1	4,904	R120	76,22	Слой 1 – 2,5; Слой 2 – 1,62	3,4 2,38

8. ОБЩИЕ ВИДЫ КОНСТРУКЦИЙ

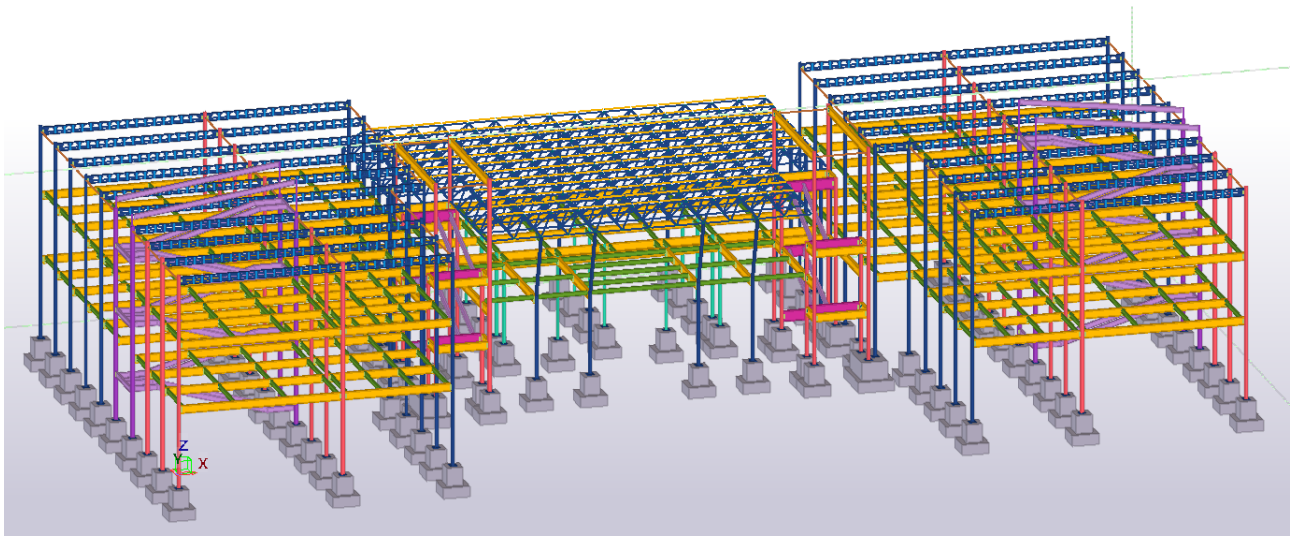


Рисунок 8.1.1. Вид №1

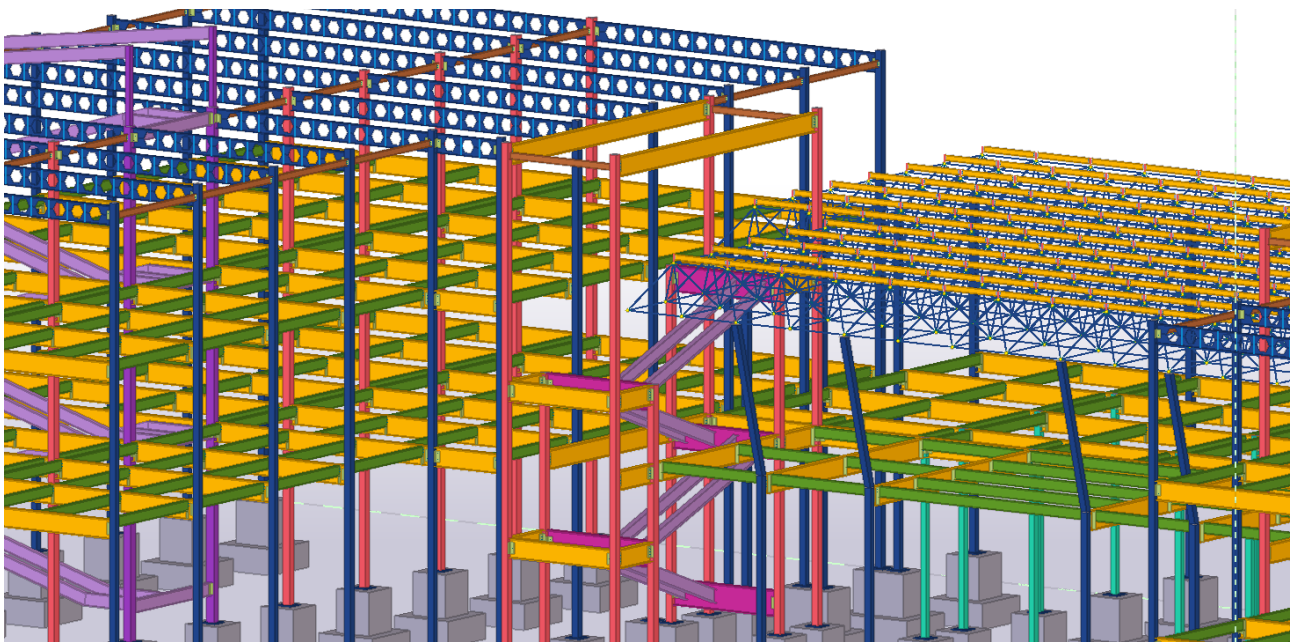


Рисунок 8.1.2. Вид №2

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

	Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

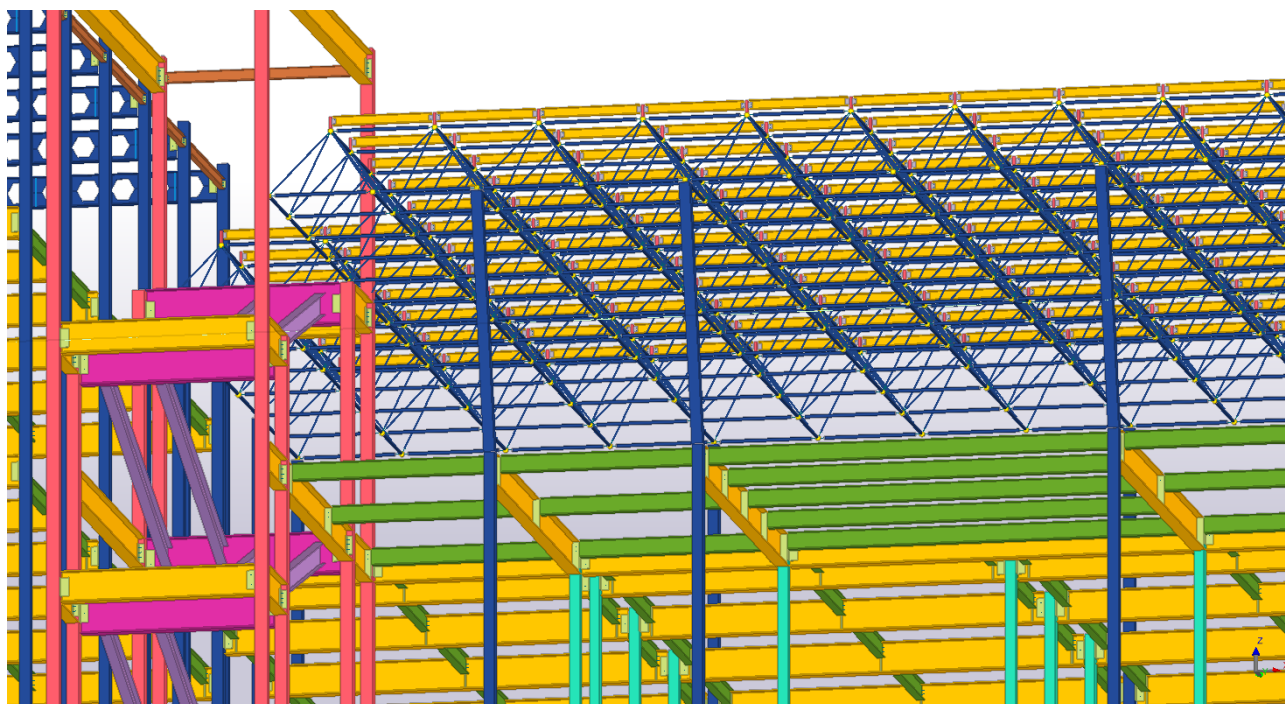


Рисунок 8.1.3. Вид №3

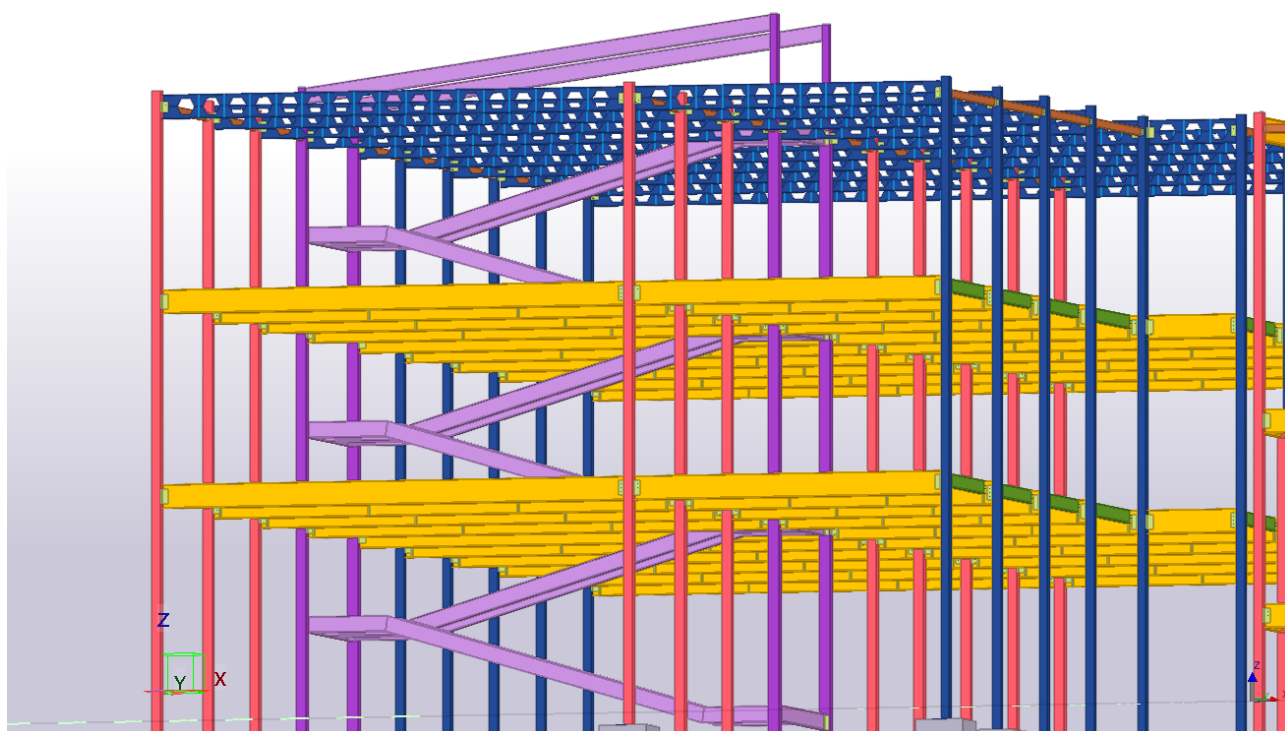


Рисунок 8.1.4. Вид №4

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата	

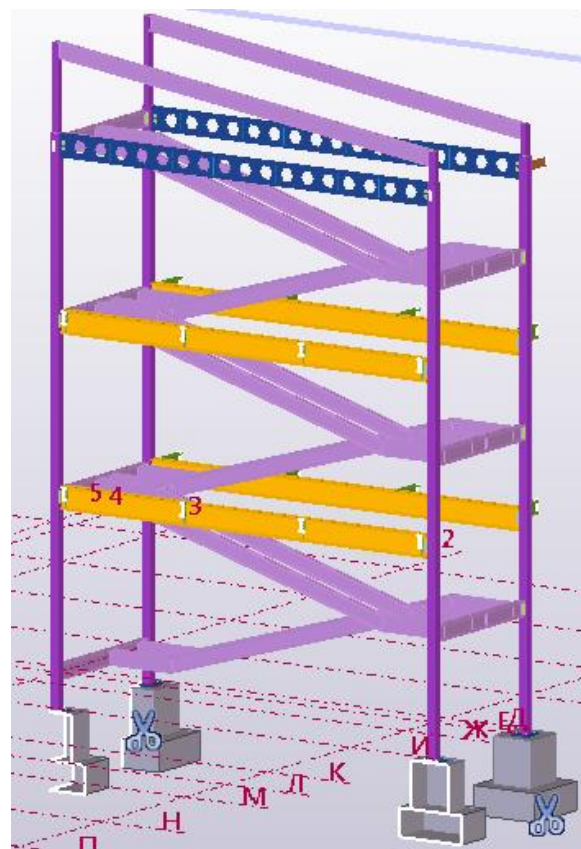
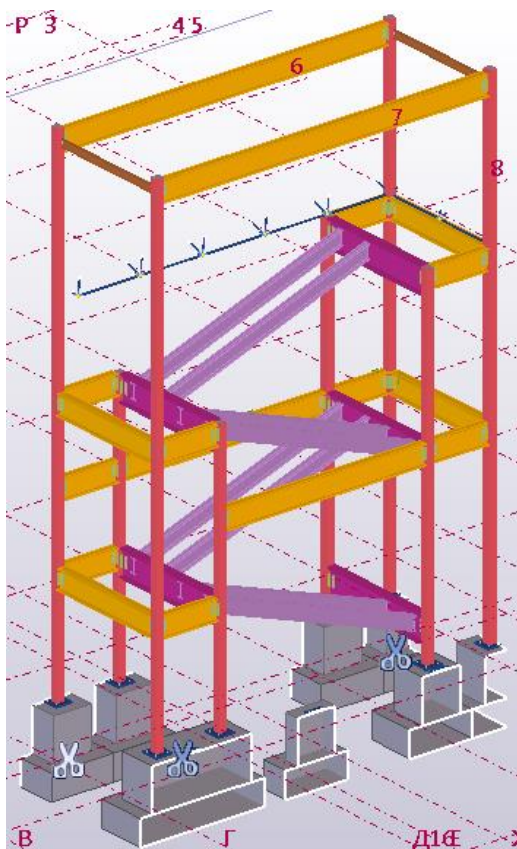


Рисунок 8.1.5. Лестницы в сечениях 1 и 2

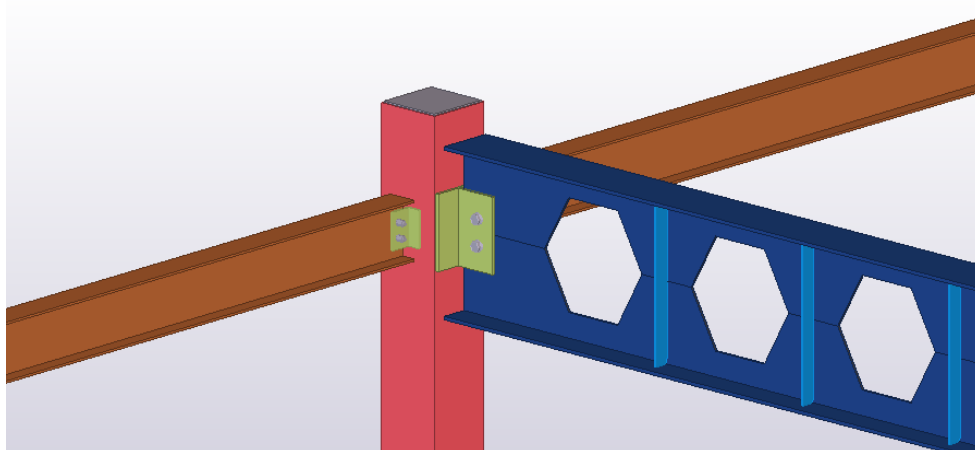


Рисунок 8.1.6. Узел крепления перфорированной балки к колонне



Рисунок 8.1.7. Узел крепления прогонов к структуре (условно)

Подш. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подш. и дата	
Инв. № подл	

Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

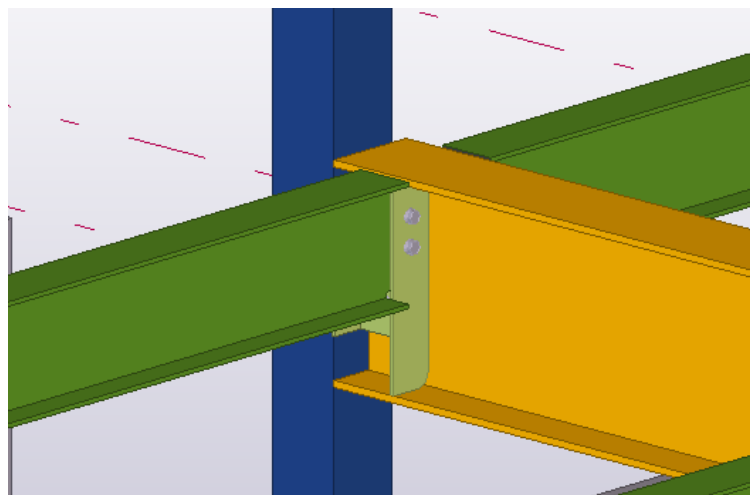


Рисунок 8.1.8. Узел крепления второстепенной балки к главной

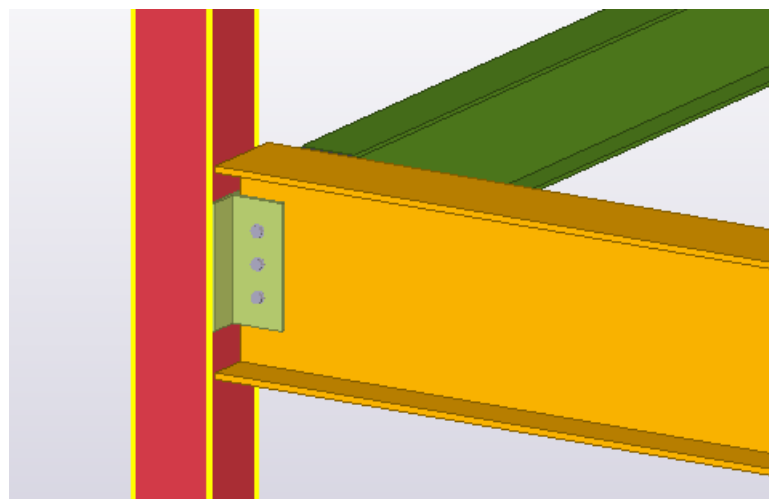


Рисунок 8.1.9. Узел крепления главной балки к колонне

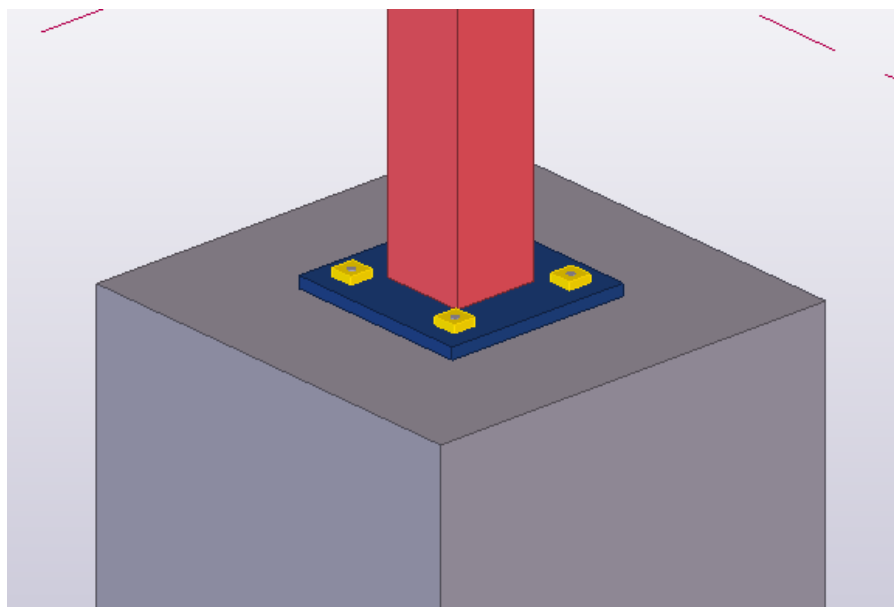


Рисунок 8.1.10. База колонны

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

	Изм.	№ докум.	Подп.	Дата

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*
3. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции
4. Постановление Правительства РФ от 16 февраля 2008 г. № 87О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию (с изменениями от 18 мая, 21 декабря 2009 г., 13 апреля 2010 г., 7 декабря 2010 г.)
5. СП 252.1325800.2016 Здания дошкольных образовательных организаций. Правила проектирования
6. СП 260.1325800.2016 Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования
7. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований
8. №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»
9. СП 2.13130.2012 Обеспечение огнестойкости объектов защиты
10. Пособие АРСС «Огнестойкость стальных несущих конструкций»
11. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра
12. Рекомендации по проектированию структурных конструкций
13. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения
14. СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия
15. ТР 165-05 «Технические рекомендации по установлению долговечности»
16. СТО НОССТРОЙ 2.12.119-2013 Огнезащита стальных конструкций. Монтаж покрытия огнезащитного

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	13. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения					
					14.СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия					
					15. ТР 165-05 «Технические рекомендации по установлению долговечности»					
					16. СТО НОССТРОЙ 2.12.119-2013 Огнезащита стальных конструкций.					
					Монтаж покрытия огнезащитного					
					К_И_001146					Лист
										66
Изм.	№ докум.	Подп.	Дата							