



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

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

код участника И_72466576

СОДЕРЖАНИЕ

1	Общие данные	3
1.1	Исходные данные для проектирования	3
1.2	Описание участка строительства	3
2	Объемно – планировочные решения	4
3	Конструктивная система здания	4
4	Описание конструкций здания	4
5	Расчетная схема	5
5.1	Общие данные	5
5.2	Параметры конструирования	5
6	Огнезащита	6
7	Конструирование и расчет проектируемого объекта	11
7.1	Сбор нагрузок на горизонтальные конструкции здания	11
7.2	Сбор снеговой нагрузки	13
7.3	Сбор ветровой нагрузки	25
8	Расчет опорного узла колонны	34
9	Расчет рамного узла	35
10	Расчет шарнирного узла	37
11	Расчет узла крепления аутригерной системы к колонне	38
12	Расчет узла крепления аутригерной системы к балке	41
13	Расчет перекрытия по профилированному листу	42
	Список использованных источников	48
	Приложения	49

Общие данные

На основании задания на проектирование было разработано объемно – планировочное решение и проект конструктивных решений наземной части (выше отметки верха перекрытия подвального этажа) жилого многоквартирного дома со встроенно-пристроенным дошкольным учреждением (детский сад) на первом этаже.

1.1 Исходные данные для проектирования

Принятые конструктивные решения по проекту разработаны в соответствии с рекомендуемыми архитектурными решениями на основании исходных данных на проектирование:

- 1) Район строительства – город Москва;
- 2) Минимальная высота помещений – принята согласно [1], [2], [3];
- 3) Назначение здания – жилое здание со встроенно-пристроенным дошкольным учреждением (детский сад) на первом этаже;
- 4) Этажность здания – 18 этажей (вкл. тех. этаж);
- 5) Количество мест ДООУ – 90 мест;
- 6) Уровень ответственности здания – нормальный, согласно [4];
- 7) Тип местности (для сбора ветровой нагрузки) – В;
- 8) Сбор нагрузок произведен на основании [5];
- 9) Функциональное назначение кровли – неэксплуатируемая;
- 10) Уровень ответственности здания - II (нормальный) по [6];
- 11) Класс сооружения - КС-2 по [7];
- 12) В соответствии с [8] в части обеспечения безопасности объекта принято:
 - а) Степень огнестойкости здания – I по [9] и [10];
 - б) Класс конструктивной пожарной опасности - С0 по «Техническому регламенту о требованиях пожарной безопасности»;
 - в) Класс по функциональной безопасности – Ф4.1;
 - г) Класс пожарной опасности строительных конструкций – К0;

1.2 Описание участка строительства

Район строительства – город Москва. Климатический район – 2Г согласно [11]. В соответствии с [5]: ветровой район – I, снеговой район III.

2 Объемно – планировочные решения

Проектируемый объект имеет в плане прямоугольную форму с размерами в осях 1 – 8 и А – Г: 34,4 м и 14,6 м соответственно. Рассматриваемое здание имеет сложную форму в пространстве, представленную в виде 2 объемов – 18-этажной части, в которой располагаются жилые квартиры и стилобатной одноэтажной встроенно – пристроенной части, включающей помещения ДОУ, а именно: спортивный и актовый залы.

Высота помещений первого этажа дошкольно-образовательного учреждения принята из условия обеспечения соответствующих условий пребывания согласно [1], [3] 4,0 м. Высота типовых этажей жилых помещений принята согласно [2] 4,0 м из условия обеспечения возможности реализации современных архитектурных решений, более комфортных условий проживания. На верхнем этаже предусмотрен технический этаж высотой 3,5 м для возможности размещения инженерных коммуникаций, необходимого оборудования и их обслуживания. За относительную отметку 0,000 м принята отметка чистого пола первого этажа. Максимальная относительная высотная отметка здания +75,300 м.

Шаги вертикальных несущих конструкций приняты для оптимального формирования объемно – планировочных решений пространства ДОУ и реализации свободной планировки в жилых квартирах.

3 Конструктивная система здания

Каркас проектируемого здания представляет собой рамно-связевую систему. Пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость здания обеспечивается совместной работой стальных рам, состоящих из жестко сопряженных колонн и балок, жестких дисков, представленных в виде железобетонного перекрытия по профилированному листу и железобетонного ядра жесткости. Совместная работа профилированного листа с балками перекрытия обеспечивается через станд-болты. В качестве конструктивной меры обеспечения устойчивости к прогрессирующему обрушения на техническом этаже были запроектированы аутригерные конструкции.

4 Описание конструкций здания

1) Фундамент – конструирование и расчет в данном проекте не рассмотрен. Принята монолитная железобетонная фундаментная плита толщиной под высотным объемом и стилобатными частями: 800 мм и 40 мм соответственно;

2) Колонны каркаса – колонные двутавры по СТО АСЧМ 20-93 40 К1 из стали С345;

3) Ригели – балочные двутавры по СТО АСЧМ 20-93 30 Б1, 40 Б1 из стали С345;

4) Аутригерная конструкция – профили стальные гнутые замкнутые квадратные по [12] из стали С345;

5) Плиты перекрытий – железобетонные плиты перекрытий толщиной 200 мм по профилированному листу согласно [13];

6) Стены ядра жесткости – монолитные железобетонные стены толщиной 250 мм. Бетон класса В 25, вертикальная арматура – Ø16 мм А500С, горизонтальная – Ø12 А500С.

5 Расчетная схема

5.1 Общие данные

В качестве расчетной модели принята пространственная схема, состоящая из стержневых и пластинчатых конечных элементов. Металлических конструкции смоделированы конечными элементами №10.

Железобетонных конструкции ядра жесткости смоделированы пластинчатыми конечными элементами с пониженным модулем упругости, с коэффициентом 0.6 для учета реологических свойств бетона.

Для сбора нагрузок на балки перекрытия были смоделированы пластинчатые конечные элементы с фиктивной жесткостью. В узлах сопряжения данных пластин со стержневыми конечными элементами балок выполнена расшивка узла, с введением шарниров uX, uY, uZ для предотвращения перераспределения моментов между пластинами и стержнями.

По условию конкурса граничные условия здания с основанием приняты жестким защемлением.

5.2 Параметры конструирования

В процессе моделирования расчетной схемы рассматриваемого объекта были использованы жесткости и материалы для элементов системы, отраженные на Рисунке 5.

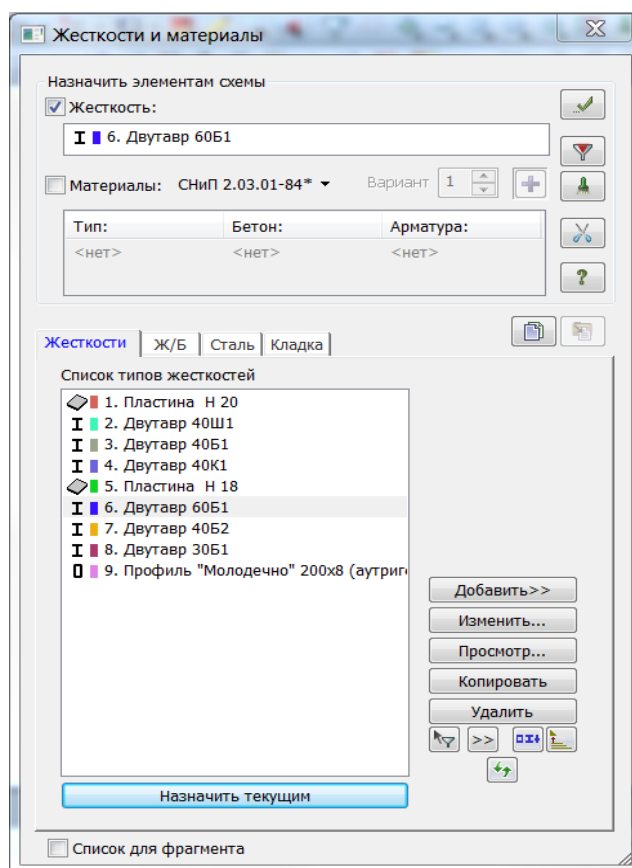


Рисунок 3 – Таблица жесткостей, используемых для моделирования элементов системы здания

6 Огнезащита

Огнестойкость и класс пожарной опасности строительных конструкций обеспечивается за счет конструктивных решений, применения соответствующих строительных материалов и использования средств огнезащиты. Для обеспечения требуемого предела огнестойкости стальных конструкций необходимо провести их огнезащитную обработку.

Для обеспечения огнесохранности металлических конструкций здания приняты следующие решения:

Огнезащита балок перекрытия выполняется оштукатуриванием

Огнезащита колонн выполняется футеровкой керамическим кирпичем, толщиной 65 мм.

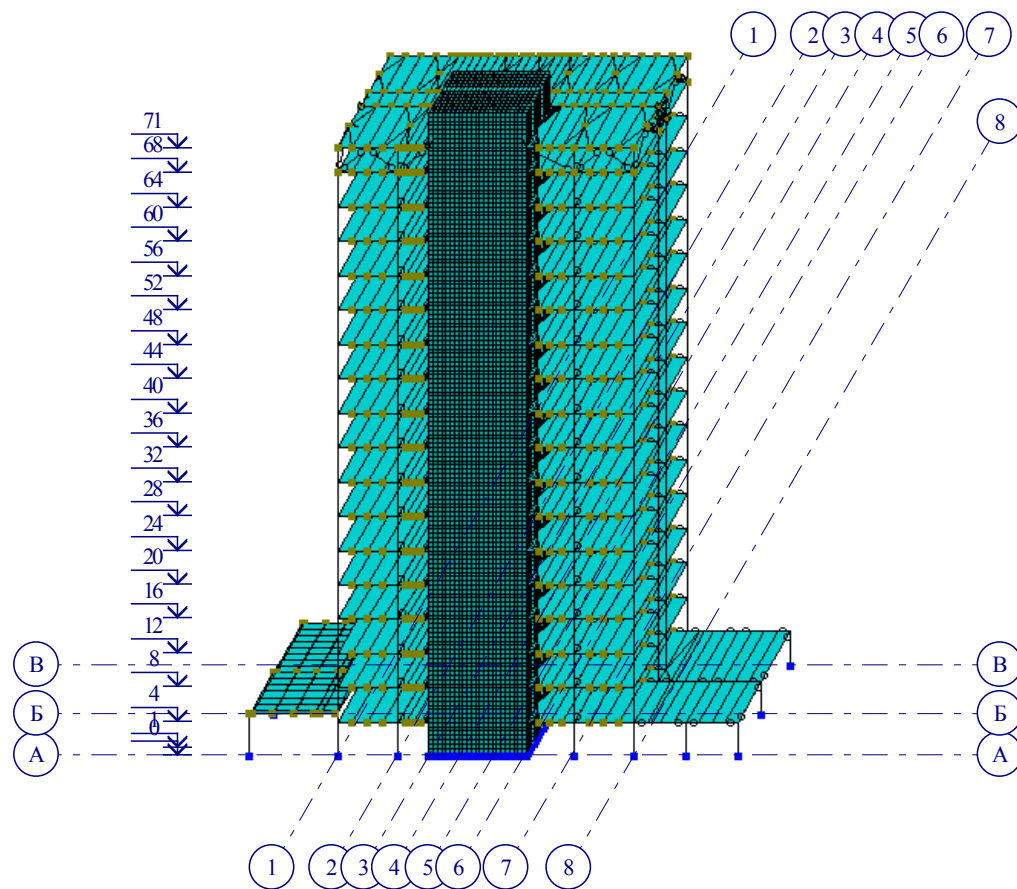


Рисунок 4 – Расчетная модель проектируемого объекта (изометрия)

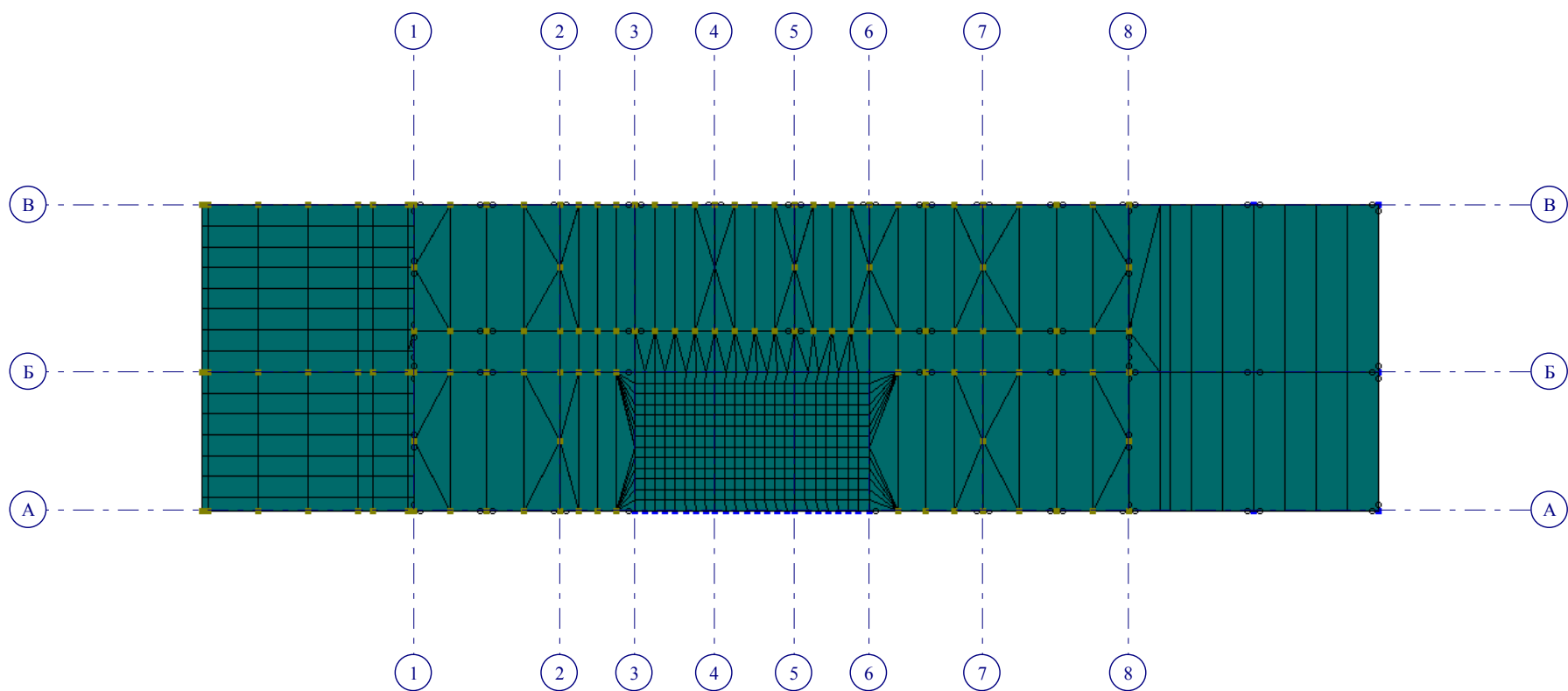


Рисунок 5 – Расчетная модель проектируемого объекта (проекция XOY)

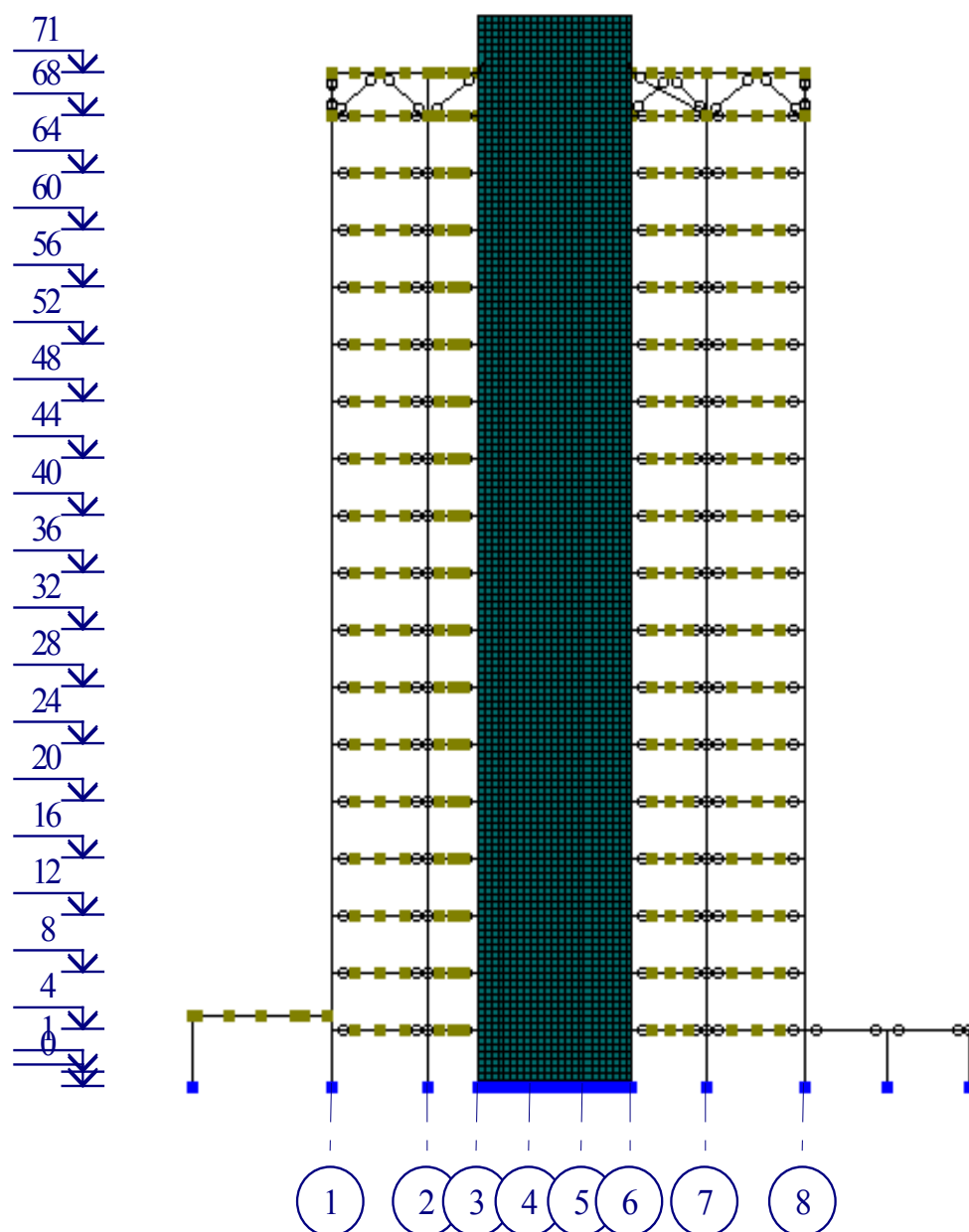


Рисунок 6 – Расчетная модель проектируемого объекта
(проекция ZOX)

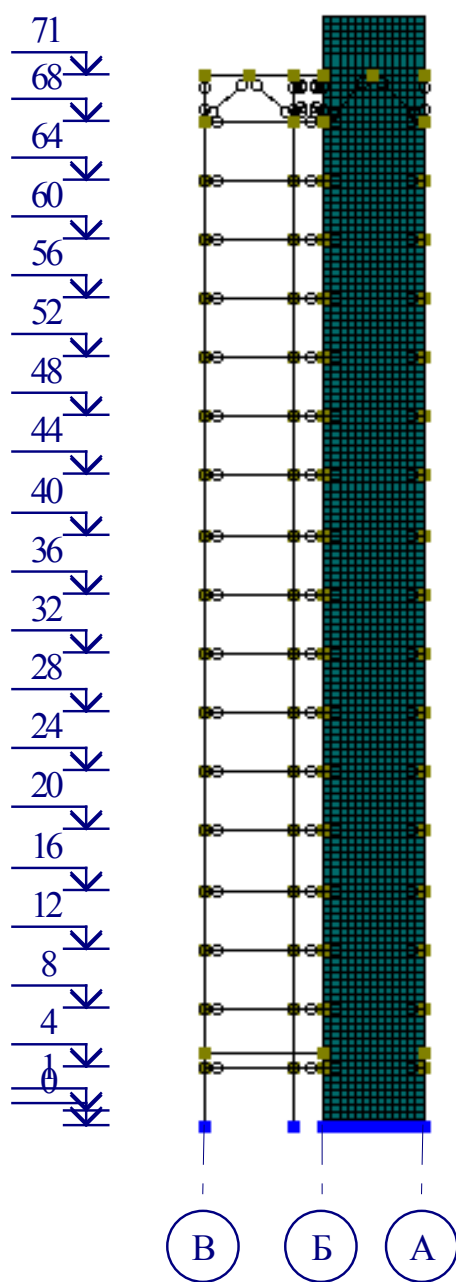


Рисунок 7 – Расчетная модель проектируемого объекта (проекция ZOY)

7 Конструирование и расчет проектируемого объекта

7.1 Сбор нагрузок на горизонтальные конструкции здания

Таблица 2 – Сбор нагрузок на горизонтальные конструкции [кН/м²]

Нагрузка	Нормативное значение кН/м ²	γ_n	γ_f^I	Расчетное значение по I гр. ПС	γ_f^{II}	Расчетное значение по II гр. ПС
1	2	3	4	5	6	7
Сбор нагрузок в зоне лестничной площадки						
Постоянные:						
1. Собственный вес (g)						
1.1 Собственный вес	0.500	1	1.1	0.550	1	0.500
1.2 Вес ступеней	0.160	1	1.1	0.176	1	0.160
Итого постоянная (q)	0.660	—	—	0.726	—	0.660
Временные:						
2 Временная 1 полная ($v_{sh\ I}$)	0.300	1	1.20	0.360	1	0.300
2.1 Длительная ($v_{l\ I}$)	0.105	1	1.20	0.126	1	0.105
2.2 Кратковременная часть	0.195	1	1.20	0.234	1	0.195
Итого временная 1 полная ($v_{sh\ I}$)	0.30	—	—	0.36	—	0.30
Итого полная ($g+q+v_{sh}$)	<u>0.96</u>	—	—	<u>1.09</u>	—	<u>0.96</u>
Итого полная продолжительно действующая ($g+q+v_l$)	<u>0.77</u>	—	—	<u>0.85</u>	—	<u>0.77</u>
Постоянные:						
Нагрузка на плиту перекрытия типового этажа						
1.1 Собственный вес ($\delta=200\text{мм}$; $\gamma=2.5\text{т/м}^3$)	0.500	1	1.1	0.550	1	0.500
1.2 Цементно-песчаная стяжка ($\delta=30\text{мм}$; $\gamma=1.8\text{т/м}^3$)	0.054	1	1.3	0.070	1	0.054
1.3 Прослойка из холодной мастики	0.005	1	1.3	0.007	1	0.005

Продолжение Таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7
1.4 Покрытие линолеум	0.005	1	1.3	0.007	1	0.005
Итого постоянная (q)	0.564	—	—	0.633	—	0.564
Временные:						
2.1 Временная 1 полная ($v_{sh\ I}$)	0.150	1	1.30	0.195	1	0.150
2.2 Длительная ($v_{l\ I}$)	0.053	1	1.30	0.068	1	0.053
2.3 Кратковременная часть	0.098	1	1.30	0.127	1	0.098
2.4 Вес перегородок	0.050	1	1.30	0.065	1	0.050
Итого временная 1 полная ($v_{sh\ I}$)	0.35	—	—	0.46	—	0.35
Итого полная ($g+q+v_{sh}$)	<u>0.91</u>	—	—	<u>1.09</u>	—	<u>0.91</u>
Итого полная продолжительно действующая ($g+q+v_l$)	<u>0.62</u>	—	—	<u>0.70</u>	—	<u>0.62</u>
Нагрузка на плиту перекрытия типового этажа в зоне коридора						
Постоянные:						
1.1 Собственный вес ($\delta=200\text{мм}$; $\gamma=2.5\text{т/м}^3$)	0.500	1	1.1	0.550	1	0.500
1.2 Цементно- песчаная стяжка ($\delta=30\text{мм}$; $\gamma=1.8\text{т/м}^3$)	0.054	1	1.3	0.070	1	0.054
1.3 Прослойка из холодной мастики	0.005	1	1.3	0.007	1	0.005
1.4 Покрытие линолеум	0.005	1	1.3	0.007	1	0.005
Итого постоянная (q)	0.564	—	—	0.633	—	0.564
Временные:						
2.1 Временная 1 полная ($v_{sh\ I}$)	0.300	1	1.20	0.360	1	0.300
2.2 Длительная ($v_{l\ I}$)	0.105	1	1.20	0.126	1	0.105
2.3 Кратковременная часть	0.195	1	1.20	0.234	1	0.195

Окончание Таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7
2.4 Вес перегородок	0.050	1	1.30	0.065	1	0.050
Итого временная 1 полная ($v_{sh\ 1}$)	0.65	–	–	0.79	–	0.65
Итого полная ($g+q+v_{sh}$)	<u>1.21</u>	–	–	<u>1.42</u>	–	<u>1.21</u>
Итого полная продолжительно действующая ($g+q+v_i$)	<u>0.72</u>	–	–	<u>0.82</u>	–	<u>0.72</u>

7.2 Сбор снеговой нагрузки

Расчеты ведутся согласно [5, п.10].

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять следующим образом:

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с [5, п.10.7];

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с [5, п. 10.10];

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с [5, п.10.4];

S_g – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с [5, п.10.2].

$S_g = 1,5$ кПа – для III снегового района

$c_t = 1$ (так как рассматривается здание с неутепленным покрытием с повышенными тепловыделениями, приводящими к таянию снега, при уклоне кровли менее 3%).

$c_e = 0,85$ (так как рассматривается покрытие с уклонами от 12 до 20% однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых на местности В)

Нормативное значение снеговой нагрузки для плоской кровли

В соответствии с [5, Прил. Б] коэффициент μ следует принимать $\mu = 1$.

Таким образом:

$$S_0^1 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,275 \text{ кПа}$$

Принятое к проектированию здание имеет стибатные части пристройки, парапет и выход на кровлю и будет представлено для расчета снеговой нагрузки как здание с перепадами высоты согласно [2, Прил.Б8].

Рассматривается 3 расчетных ситуации для сбора снеговой нагрузки: на покрытие стилобатных частей (как для покрытия с перепадом высоты), на покрытие высотной части в зоне выхода на кровлю (как для покрытия с перепадом высоты), для зон парапетов:

1) Расчет снеговой нагрузки в зоне покрытия стилобатных частей

Для покрытия длиной 9,9 м:

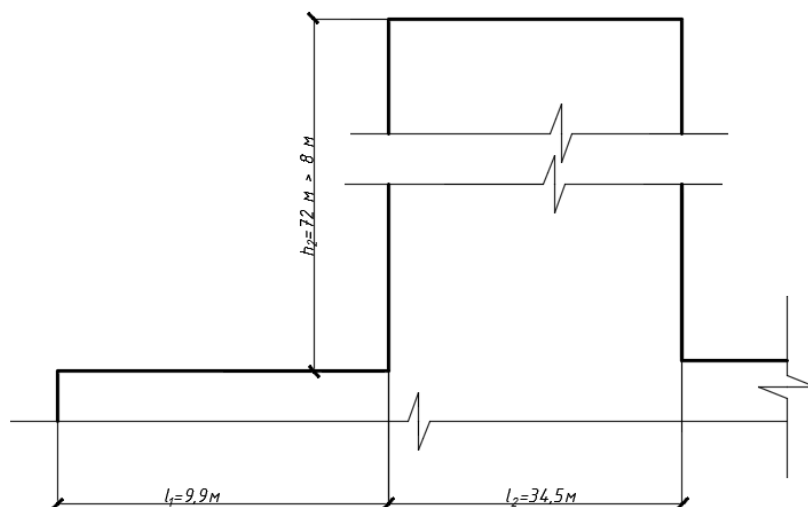


Рисунок 6 – К расчету снеговой нагрузки на покрытие в зоне стилобатных частей

Значения коэффициента перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ и длины зон повышенных снегоотложений b согласно [8, Прил. Б8] следует определять:

Перепад высоты с $h=72,0$ м

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

где h — высота перепада, м, отсчитываемая от верха парапета или карниза верхнего покрытия до кровли нижнего (принимается не более $2h$, при $h \leq 8$ м)

m_1 ; m_2 — доли снега, переносимого ветром перепаду высоты;

l'_1 ; l'_2 — длины участков верхнего (l'_1) и нижнего (l'_2) покрытия или карниза, с которых переносится снегов зону перепада высоты, м.

Значения m_1 ; m_2 следует принимать

Так как рассматриваемое здание имеет покрытие плоской формы с $\alpha \leq 20^\circ$ без продольных фонарей и ступенчатых перепадов высот, значения l'_1 ; l'_2 и m_1 ; m_2 согласно [5, Прил.Б8 (б)] следует принимать:

$$l'_1 = l_1 = 9,9 \text{ м} > 0 ; \quad l'_2 = l_2 = 34,5 \text{ м} > 0$$

$$m_1 = 0,4 \text{ (для плоского покрытия с } \alpha \leq 20^\circ \text{)}$$

Для пониженных покрытий с шириной $a < 21 \text{ м}$

$$m_2 = 0,5 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \geq 0,1$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}} ; \quad k_2 = 1 - \frac{\beta}{35} ; \quad k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30}$$

где: β, φ – уклоны кровли в направлениях осей X и Y соответственно ($\beta = 12^\circ, \varphi = 8^\circ$)

a – ширина пониженного покрытия

Таким образом:

$$k_1 = \sqrt{\frac{14,6}{21}} = 0,7 ; \quad k_2 = 1 - \frac{12}{35} = 0,657 ; \quad k_3 = 1 - \frac{8}{30} = 0,734$$

Следовательно:

$$m_2 = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,657 \cdot 0,734 = 0,169 \geq 0,1$$

$$\mu = 1 + \frac{1}{8} (0,4 \cdot 9,9 + 0,169 \cdot 34,5) = 2,289$$

Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать в зависимости от следующего соотношения:

$$\mu = 2,289 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8}{1,275} = 12,55$$

Следовательно:

$$b = 2h = 16 \text{ м}$$

Коэффициенты μ , принимаемые для дальнейших расчетов снеговых нагрузок согласно [5, Прил. Б8] не должны превышать:

$$\mu \leq \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8}{1,275} = 12,55 ; \quad \mu \leq 4$$

Таким образом, для дальнейших расчетов принимается $\mu = 2,289$

Значение коэффициента μ' рассчитан линейной интерполяцией и составляет 1,49.

Таким образом, зона повышенных снегоотложений распределяется на всю длину рассматриваемого покрытия по трапецевидной эпюре распределения.

Значения снеговой нагрузки составят:

$$\mu = 1 \Rightarrow S_0^1 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,275 \text{ кПа}$$

$$\mu' = 1,49 \Rightarrow S_0^2 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1,49 \cdot 1,5 = 1,899 \text{ кПа}$$

$$\mu_1 = 2,289 \Rightarrow S_0^3 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 2,289 = 2,919 \text{ кПа}$$

Для покрытия длиной 12 м:

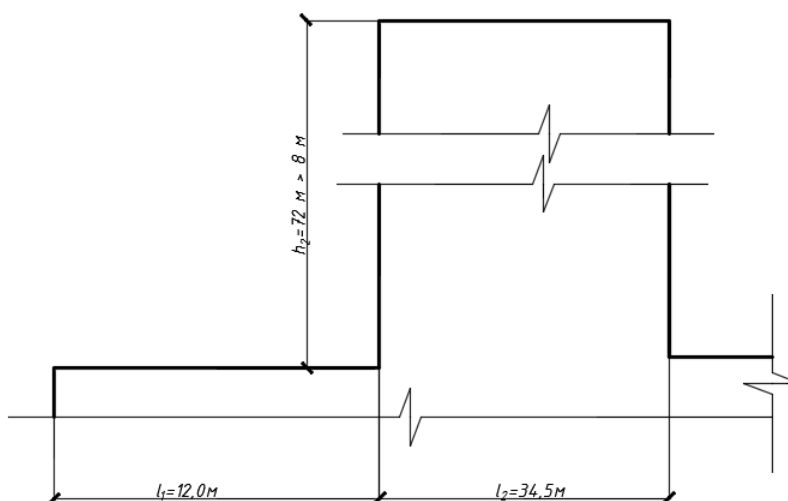


Рисунок 7 – К расчету снеговой нагрузки на покрытие в зоне стилобатных частей

Значения коэффициента перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ и длины зон повышенных снегоотложений b согласно [8, Прил. Б8] следует определять:

Перепад высоты с $h=72,0$ м

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

где h — высота перепада, м, отсчитываемая от верха парапета или карниза верхнего покрытия до кровли нижнего (принимается не более $2h$, при $h \leq 8$ м)

m_1 ; m_2 — доли снега, переносимого ветром перепаду высоты;

$l'_1; l'_2$ — длины участков верхнего (l'_1) и нижнего (l'_2) покрытия или карниза, с которых переносится снегов зону перепада высоты, м.

Значения $m_1; m_2$ следует принимать

Так как рассматриваемое здание имеет покрытие плоской формы с $\alpha \leq 20^\circ$ без продольных фонарей и ступенчатых перепадов высот, значения $l'_1; l'_2$ и $m_1; m_2$ согласно [5, Прил.Б8 (б)] следует принимать:

$$l'_1 = l_1 = 12,0 \text{ м} > 0; \quad l'_2 = l_2 = 34,5 \text{ м} > 0 \\ m_1 = 0,4 \text{ (для плоского покрытия с } \alpha \leq 20^\circ \text{)}$$

Для пониженных покрытий с шириной $a < 21$ м

$$m_2 = 0,5 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \geq 0,1$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}}; \quad k_2 = 1 - \frac{\beta}{35}; \quad k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30}$$

где: β, φ — уклоны кровли в направлениях осей X и Y соответственно ($\beta = 12^\circ, \varphi = 8^\circ$)

a — ширина пониженного покрытия

Таким образом:

$$k_1 = \sqrt{\frac{14,6}{21}} = 0,7; \quad k_2 = 1 - \frac{12}{35} = 0,657; \quad k_3 = 1 - \frac{8}{30} = 0,734$$

Следовательно:

$$m_2 = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,657 \cdot 0,734 = 0,169 \geq 0,1 \\ \mu = 1 + \frac{1}{8}(0,4 \cdot 12,0 + 0,169 \cdot 34,5) = 2,415$$

Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать в зависимости от следующего соотношения:

$$\mu = 2,415 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8}{1,275} = 12,55$$

Следовательно:

$$b = 2h = 16 \text{ м}$$

Коэффициенты μ , принимаемые для дальнейших расчетов снеговых нагрузок согласно [5, Прил. Б8] не должны превышать:

$$\mu \leq \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8}{1,275} = 12,55 ; \mu \leq 4$$

Таким образом, для дальнейших расчетов принимается $\mu = 2,415$

Значение коэффициента μ' рассчитан линейной интерполяцией и составляет 1,35.

Таким образом, зона повышенных снегоотложений распределяется на всю длину рассматриваемого покрытия по трапециевидной эпюре распределения.

Значения снеговой нагрузки составят:

$$\mu = 1 \Rightarrow S_0^1 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,275 \text{ кПа}$$

$$\mu' = 1,35 \Rightarrow S_0^2 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 1,5 = 1,721 \text{ кПа}$$

$$\mu_1 = 2,289 \Rightarrow S_0^3 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 2,415 = 3,08 \text{ кПа}$$

2) Расчет снеговой нагрузки на покрытие высотной части в зоне выхода на кровлю:

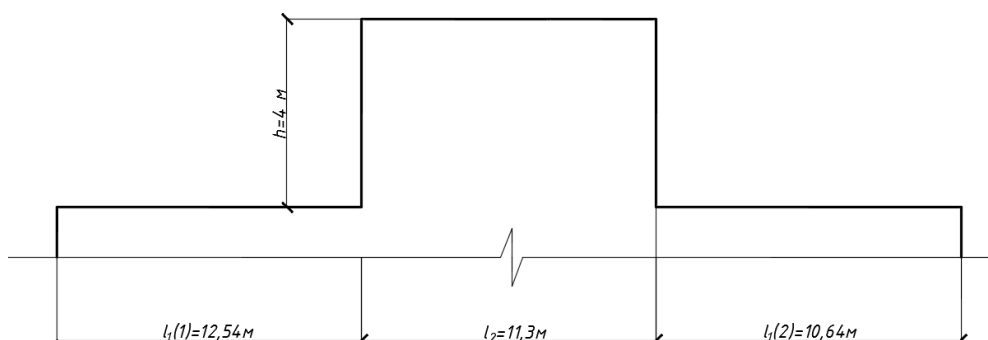


Рисунок 8 – К расчету снеговой нагрузки на покрытие в зоне выхода на кровлю

Для покрытия длиной 12,54 м:

Значения коэффициента перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ и длины зон повышенных снегоотложений b согласно [8, Прил. Б8] следует определять:

Перепад высоты с $h=4,0$ м

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

где h – высота перепада, м, отсчитываемая от верха парапета или карниза верхнего покрытия до кровли нижнего;

$m_1; m_2$ – доли снега, переносимого ветром перепаду высоты;

$l'_1; l'_2$ – длины участков верхнего (l'_1) и нижнего (l'_2) покрытия или карниза, с которых переносится снегов зону перепада высоты, м.

Значения $m_1; m_2$ следует принимать

Так как рассматриваемое здание имеет покрытие плоской формы с $\alpha \leq 20^\circ$ без продольных фонарей и ступенчатых перепадов высот, значения $l'_1; l'_2$ и $m_1; m_2$ согласно [5, Прил.Б8 (б)] следует принимать:

$$l'_1 = l_1 = 12,54 \text{ м} > 0; \quad l'_2 = l_2 = 11,3 \text{ м} > 0 \\ m_1 = 0,4 \text{ (для плоского покрытия с } \alpha \leq 20^\circ)$$

Для пониженных покрытий с шириной $a < 21$ м

$$m_2 = 0,5 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \geq 0,1$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}}; \quad k_2 = 1 - \frac{\beta}{35}; \quad k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30}$$

где: β, φ – уклоны кровли в направлениях осей X и Y соответственно ($\beta = 12^\circ, \varphi = 8^\circ$)

a – ширина пониженного покрытия

Таким образом:

$$k_1 = \sqrt{\frac{14,6}{21}} = 0,7; \quad k_2 = 1 - \frac{12}{35} = 0,657; \quad k_3 = 1 - \frac{8}{30} = 0,734$$

Следовательно:

$$m_2 = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,657 \cdot 0,734 = 0,169 \geq 0,1 \\ \mu = 1 + \frac{1}{8} (0,4 \cdot 12,54 + 0,169 \cdot 11,3) = 1,866$$

Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать в зависимости от следующего соотношения:

$$\mu = 1,866 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 4}{1,275} = 6,275$$

Следовательно:

$$b = 2h = 8 \text{ м}$$

Коэффициенты μ , принимаемые для дальнейших расчетов снеговых нагрузок согласно [5, Прил. Б8] не должны превышать:

$$\mu \leq \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 4}{1,275} = 6,275 ; \mu \leq 4$$

Таким образом, для дальнейших расчетов принимается $\mu = 1,866$

Таким образом, зона повышенных снегоотложений распределяется на длину $b = 2h = 8$ м рассматриваемого покрытия по трапециевидной эпюре распределения.

Значения снеговой нагрузки составят:

$$\mu = 1 \Rightarrow S_0^1 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,275 \text{ кПа}$$

$$\mu' = 1,866 \Rightarrow S_0^2 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1,866 \cdot 1,5 = 2,379 \text{ кПа}$$

Для покрытия длиной 10,64 м:

Значения коэффициента перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ и длины зон повышенных снегоотложений b согласно [8, Прил. Б8] следует определять:

Перепад высоты с $h=4,0$ м

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

где h — высота перепада, м, отсчитываемая от верха парапета или карниза верхнего покрытия до кровли нижнего;

$m_1; m_2$ — доли снега, переносимого ветром перепаду высоты;

$l'_1; l'_2$ — длины участков верхнего (l'_1) и нижнего (l'_2) покрытия или карниза, с которых переносится снегов зону перепада высоты, м.

Значения $m_1; m_2$ следует принимать

Так как рассматриваемое здание имеет покрытие плоской формы с $\alpha \leq 20^\circ$ без продольных фонарей и ступенчатых перепадов высот, значения $l'_1; l'_2$ и $m_1; m_2$ согласно [5, Прил.Б8 (б)] следует принимать:

$$l'_1 = l_1 = 10,64 \text{ м} > 0 ; l'_2 = l_2 = 11,3 \text{ м} > 0$$

$$m_1 = 0,4 \text{ (для плоского покрытия с } \alpha \leq 20^\circ \text{)}$$

Для пониженных покрытий с шириной $a < 21$ м

$$m_2 = 0,5 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \geq 0,1$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}} ; k_2 = 1 - \frac{\beta}{35} ; k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30}$$

где: β, φ – уклоны кровли в направлениях осей X и Y соответственно
($\beta = 12^\circ, \varphi = 8^\circ$)

a – ширина пониженного покрытия

Таким образом:

$$k_1 = \sqrt{\frac{14,6}{21}} = 0,7 ; k_2 = 1 - \frac{12}{35} = 0,657 ; k_3 = 1 - \frac{8}{30} = 0,734$$

Следовательно:

$$m_2 = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,657 \cdot 0,734 = 0,169 \geq 0,1$$
$$\mu = 1 + \frac{1}{8} (0,4 \cdot 10,64 + 0,169 \cdot 11,3) = 1,770$$

Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать в зависимости от следующего соотношения:

$$\mu = 1,770 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 4}{1,275} = 6,275$$

Следовательно:

$$b = 2h = 8 \text{ м}$$

Коэффициенты μ , принимаемые для дальнейших расчетов снеговых нагрузок согласно [5, Прил. Б8] не должны превышать:

$$\mu \leq \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 4}{1,275} = 6,275 ; \mu \leq 4$$

Таким образом, для дальнейших расчетов принимается $\mu = 1,770$

Таким образом, зона повышенных снегоотложений распределяется на длину $b = 2h = 8 \text{ м}$ рассматриваемого покрытия по трапециевидной эпюре распределения.

Значения снеговой нагрузки составят:

$$\mu = 1 \Rightarrow S_0^1 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,275 \text{ кПа}$$
$$\mu' = 1,770 \Rightarrow S_0^2 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1,770 \cdot 1,5 = 2,257 \text{ кПа}$$

Для покрытия длиной 8,05 м (в направлении оси Y):

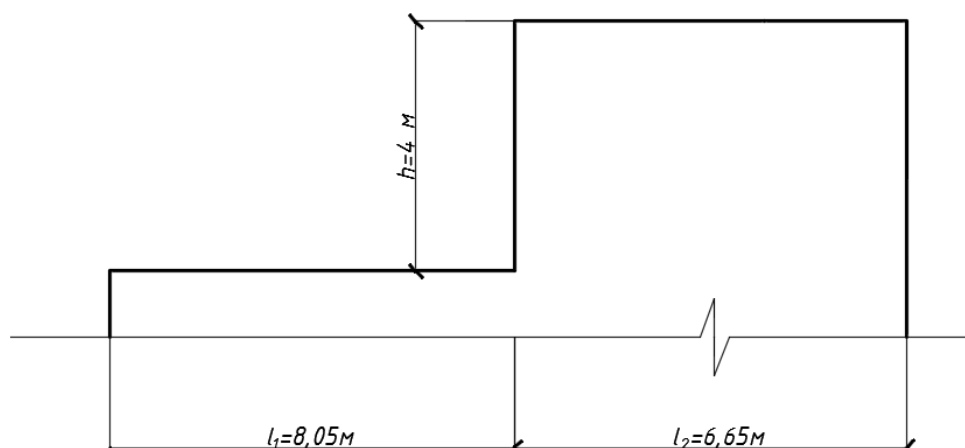


Рисунок 9 – К расчету снеговой нагрузки на покрытие в зоне выхода на кровлю

Значения коэффициента перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ и длины зон повышенных снегоотложений b согласно [8, Прил. Б8] следует определять:

Перепад высоты с $h=4,0$ м

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

где h — высота перепада, м, отсчитываемая от верха парапета или карниза верхнего покрытия до кровли нижнего;

m_1 ; m_2 — доли снега, переносимого ветром перепаду высоты;

l'_1 ; l'_2 — длины участков верхнего (l'_1) и нижнего (l'_2) покрытия или карниза, с которых переносится снегов зону перепада высоты, м.

Значения m_1 ; m_2 следует принимать

Так как рассматриваемое здание имеет покрытие плоской формы с $\alpha \leq 20^\circ$ без продольных фонарей и ступенчатых перепадов высот, значения l'_1 ; l'_2 и m_1 ; m_2 согласно [5, Прил.Б8 (б)] следует принимать:

$$l'_1 = l_1 = 8,05 \text{ м} > 0 ; \quad l'_2 = l_2 = 6,65 \text{ м} > 0$$

$$m_1 = 0,4 \text{ (для плоского покрытия с } \alpha \leq 20^\circ \text{)}$$

Для пониженных покрытий с шириной $a < 21$ м

$$m_2 = 0,5 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \geq 0,1$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}} ; \quad k_2 = 1 - \frac{\beta}{35} ; \quad k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30}$$

где: β, φ – уклоны кровли в направлениях осей X и Y соответственно
 $(\beta = 12^\circ, \varphi = 8^\circ)$

Таким образом:

$$k_1 = \sqrt{\frac{11,3}{21}} = 0,538 ; k_2 = 1 - \frac{12}{35} = 0,657 ; k_3 = 1 - \frac{8}{30} = 0,734$$

Следовательно:

$$m_2 = 0,5 \cdot 0,538 \cdot 0,657 \cdot 0,734 = 0,130 \geq 0,1$$

$$\mu = 1 + \frac{1}{8} (0,4 \cdot 8,05 + 0,130 \cdot 6,65) = 1,51$$

Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать в зависимости от следующего соотношения:

$$\mu = 1,51 < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 4}{1,275} = 6,275$$

Следовательно:

$$b = 2h = 8 \text{ м}$$

Коэффициенты μ , принимаемые для дальнейших расчетов снеговых нагрузок согласно [5, Прил. Б8] не должны превышать:

$$\mu \leq \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 4}{1,275} = 6,275 ; \mu \leq 4$$

Таким образом, для дальнейших расчетов принимается $\mu = 1,51$

Таким образом, зона повышенных снегоотложений распределяется на длину $b = 2h = 8 \text{ м}$ рассматриваемого покрытия по трапецевидной эпюре распределения.

Значения снеговой нагрузки составят:

$$\mu = 1 \Rightarrow S_0^1 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,275 \text{ кПа}$$

$$\mu' = 1,51 \Rightarrow S_0^2 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1,51 \cdot 1,5 = 1,926 \text{ кПа}$$

3) Расчет снеговой нагрузки в зоне парапетов:

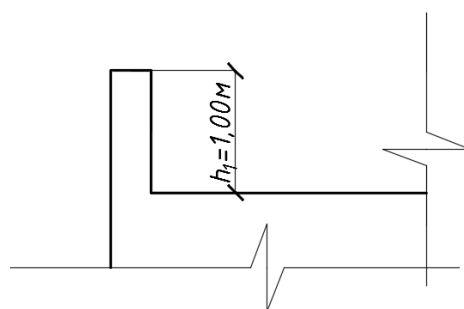


Рисунок 10 – К расчету снеговой нагрузки в зоне парапетов

Данная схема применима при соотношении:

$$h = 1,0 \text{ м} > \frac{S_0}{2} = \frac{1,275}{2} = 0,637 \text{ м}$$

Таким образом:

$$\mu = \frac{2 \cdot h}{S_0} = \frac{2 \cdot 1}{1,275} = 1,569$$

Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать:

$$b = 2h = 2 \text{ м}$$

Таким образом, зона повышенных снегоотложений распределяется на длину $b = 2h = 2 \text{ м}$ рассматриваемого покрытия по трапецевидной эпюре распределения.

Значения снеговой нагрузки составят:

$$\mu = 1 \Rightarrow S_0^1 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,275 \text{ кПа}$$

$$\mu' = 1,51 \Rightarrow S_0^2 = c_e c_t \mu S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1,569 \cdot 1,5 = 2,000 \text{ кПа}$$

Снег
Мозаика (плотн.) вдоль оси Z(G)
Единицы измерения - т/м2

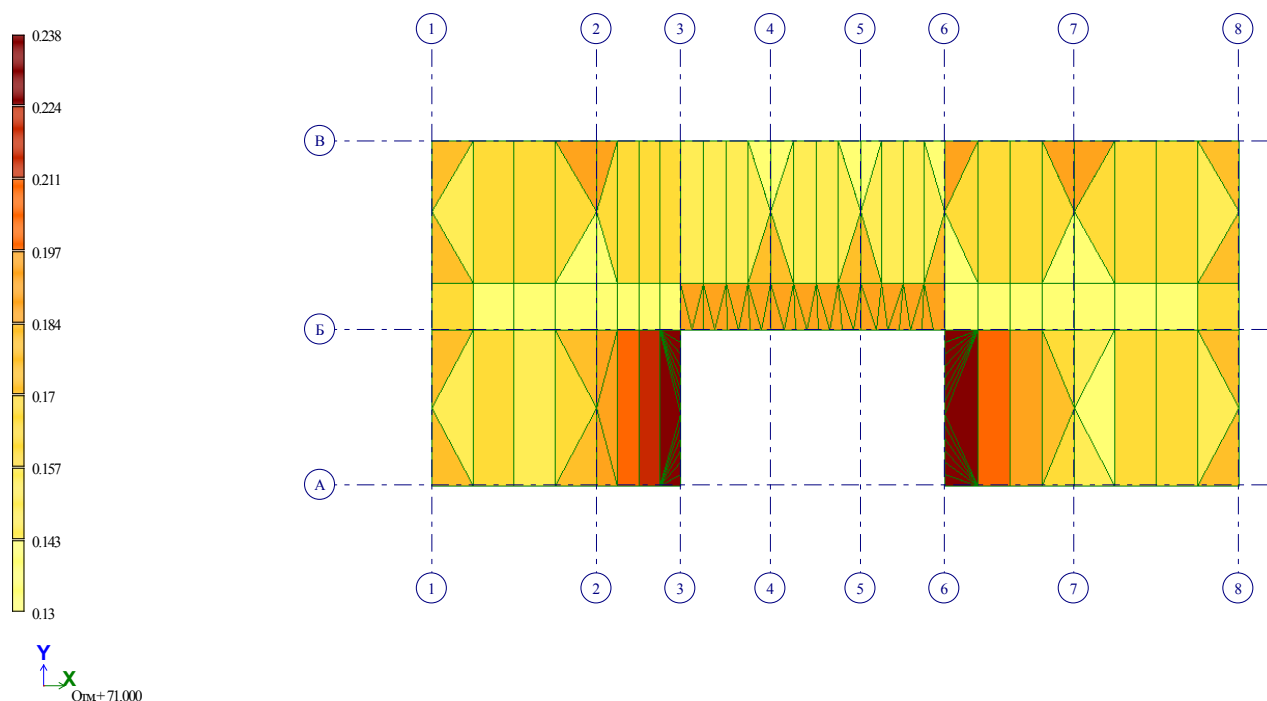


Рисунок 11 – Мозаика распределения снеговой нагрузки

7.3 Сбор ветровой нагрузки

Расчеты ведутся в соответствии с [5, п.11.1]:

1) Расчет нормативного значения средней составляющей ветровой нагрузки

Нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки в зависимости от эквивалентной высоты над поверхностью земли следует определять:

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

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, определяется по [5, п. 11.1.4];

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e определяется согласно [5, п. 11.1.5 и п. 11.1.6];

c – аэродинамический коэффициент [5, п. 11.1.7]

Нормативное значение ветрового давления w_0 принимается по [5, т.11.1] в зависимости от ветрового района, определяемого согласно [5, прил.Е]. Рассматриваемое здание располагается в г. Москва, что соответствует I ветровому району, соответственно: $w_0 = 0,48$ кПа.

Эквивалентная высота z_e определяется для зданий следующим образом:

а) при $h \leq d \rightarrow z_e = h$

б) при $d < h \leq 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$

для $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$

в) при $h > 2d$

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$

для $d < z < h - d \rightarrow z_e = z$

для $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$

Здесь z – высота здания от поверхности земли;

d – размер здания (без учета его стилобатной части) в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер);

h – высота здания

Так как проектируемый объект имеет высоту $z_e \leq 300$ м, коэффициент $k(z_e)$ определяется согласно [5, т. 11.2 или ф-ла 11.4].

Принятый для расчетов тип местности – В.

Действие ветровой нагрузки рассматривается на вертикальные стены прямоугольных в плане зданий согласно [5, прил. В.1.2]. В данном случае определяется аэродинамический коэффициент внешнего давления c_e . Согласно [5, прил. В.1.2 т.В.2] $c_e = 0,8$ и $c_e = -0,5$ для наветренной и подветренной сторон соответственно. Результаты расчетов ветровой нагрузки на проектируемое здание приведены в Таблице 3.

Таблица 3 – Расчет ветровой нагрузки

Отметка перекрытия z, м	k	Давление с наветренной стороны кг/м ²	Давление с подветренной стороны кг/м ²	Расчетная нагрузка на наветренную стойку рамы, кг/м ²	Расчетная нагрузка на подветренную стойку рамы, кг/м ²
1	2	3	4	5	6
4	0,49	9,06	5,66	36,26	22,66
8	0,59	10,94	6,84	43,75	27,35
12	0,70	12,86	8,04	51,46	32,16
16	0,78	14,43	9,02	57,73	36,08
20	0,86	15,78	9,86	63,13	39,45
24	0,92	16,98	10,61	67,90	42,44
28	0,98	18,05	11,28	72,22	45,14
32	1,04	19,05	11,90	76,18	47,61
36	1,09	19,96	12,48	79,86	49,91
40	1,13	20,82	13,01	83,29	52,06
44	1,18	21,63	13,52	86,53	54,08
48	1,22	22,40	14,00	89,60	56,00
52	1,26	23,13	14,45	92,51	57,82
56	1,29	23,82	14,89	95,29	59,56
60	1,33	24,49	15,31	97,96	61,23
64	1,37	25,13	15,71	100,52	62,83
68	1,40	25,75	16,09	77,24	48,28
71	1,42	26,20	16,37	78,59	49,12

1) Расчет нормативного значения пульсационной составляющей ветровой нагрузки

Для определения значения пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p требуется определить частоты собственных колебаний здания.

Собственные колебания системы зависят от ее конструктивных характеристик и начальных условий (смещений, скоростей, ускорений), которые соответствовали моменту снятия с системы внешнего воздействия. Так как начальные условия могут быть различными, то и свободные колебания одной и той же системы могут быть разными с изменяющейся во времени конфигурацией эпюры динамических прогибов. Можно задаться такими начальными условиями колебаний, чтобы получить свободные колебания системы с неизменяющейся во времени формой, определяемой соотношениями ее динамических прогибов в разных точках. Такие колебания называют собственными.

Формы этих колебаний и соответствующие им частоты определяются собственными характеристиками системы здания (значением и распределением масс, жесткостей, видом опор). Каждая система с n степенями свободы имеет n собственных частот и соответствующих им форм колебаний. Числом степеней свободы механической системы называют число независимых координат (линейных и угловых), определяющих положение всех масс системы в пространстве в любой момент ее движения. В конкретных условиях свободные колебания системы быстро затухают, что связано с затратами энергии на преодоление различных внешних и внутренних сопротивлений. Для каждой из собственных форм колебания характерна своя скорость затухания. К концу процесса свободных колебаний сложные движения из нескольких собственных форм колебаний постепенно вырождаются в одну форму, отличающуюся наименьшей скоростью затухания.

Для вычисления частот собственных колебаний рассматриваемого в курсовой работе здания, его конструкции задаются в многофункциональном программном комплексе ЛИРА-САПР с соответствующими им жесткостями. Узлы сопряжения колон и стен с плитами перекрытий приняты жесткими.

Все элементы схемы загружаются собственным весом. К перекрытиям прикладывается постоянная и полезная нагрузка. При помощи функции «Формирование динамических нагрузок из статических» производится накопление масс из статических нагрузок. Производится расчет.

После выполнения расчета анализируются полученные величины – частота собственных колебаний, период колебаний, круговая частота.

$$\nu = \frac{1}{T},$$

где ν – частота собственных колебаний [Гц] – число полных циклов колебаний в одну секунду.

T – период колебаний [сек.] – время, за которое масса успевает совершить полный цикл колебаний.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}},$$

где k – жесткость

m – масса

ω – круговая частота собственных колебаний [рад/с].

$$\omega = 2\pi\nu$$

Значения частот собственных колебаний проектируемого здания приведены в Таблице 4.

Таблица 4 – Частоты собственных колебаний проектируемого здания

№ загр.	№ формы	Собств. значения	Частоты		Период (с)
			Круговая частота (рад/с)	Частота (Гц)	
1	1	1,847307	5,41328	0,86155	1,160698
2	2	1,19242	8,38631	1,33472	0,7492194
3	3	1,148983	8,70335	1,38518	0,7219275
4	4	0,99503	10,04995	1,5995	0,6251956
5	5	0,74668	13,39262	2,1315	0,4691526
6	6	0,680411	14,69701	2,3391	0,4275146
7	7	0,518105	19,3011	3,07186	0,3255351
8	8	0,499678	20,01291	3,18515	0,3139567
9	9	0,489095	20,44591	3,25407	0,3073076
10	10	0,463328	21,58299	3,43504	0,2911174

Предельное значение собственной частоты колебаний согласно [5, п.11.1.10]:

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 \cdot k(z_{эк}) \cdot \gamma_f}}{940 \cdot T_{g,lim}}$$

При значении суммарного логарифмического декремента колебаний $\delta=0,15$ для стальных конструкций, значение параметра $T_{g,lim}$ составляет 0,0077. Таким образом:

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{23 \cdot 1,2 \cdot 1,4}}{940 \cdot 0,0077} = 2,13$$

Следовательно, из результатов модального анализа видно, что первая собственная частота колебаний проектируемого здания меньше предельного значения. В расчет войдут 4 первых формы колебания с частотой не превышающей предельную.

$$f_1 = 0,861 \text{ Гц} < f_2 = 1,335 \text{ Гц}$$

$$f_2 < f_3 = 1,386 \text{ Гц} < f_4 = 1,599 \text{ Гц}$$

$$f_4 < f_l = 2,13 \text{ Гц}$$

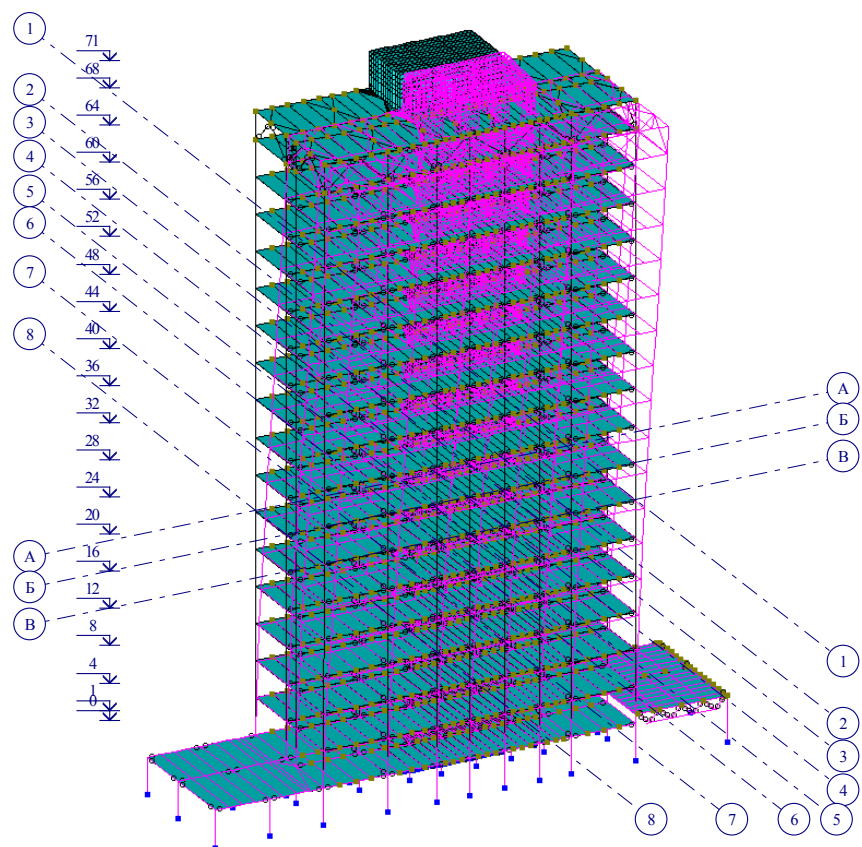


Рисунок 12 – Форма колебаний №1

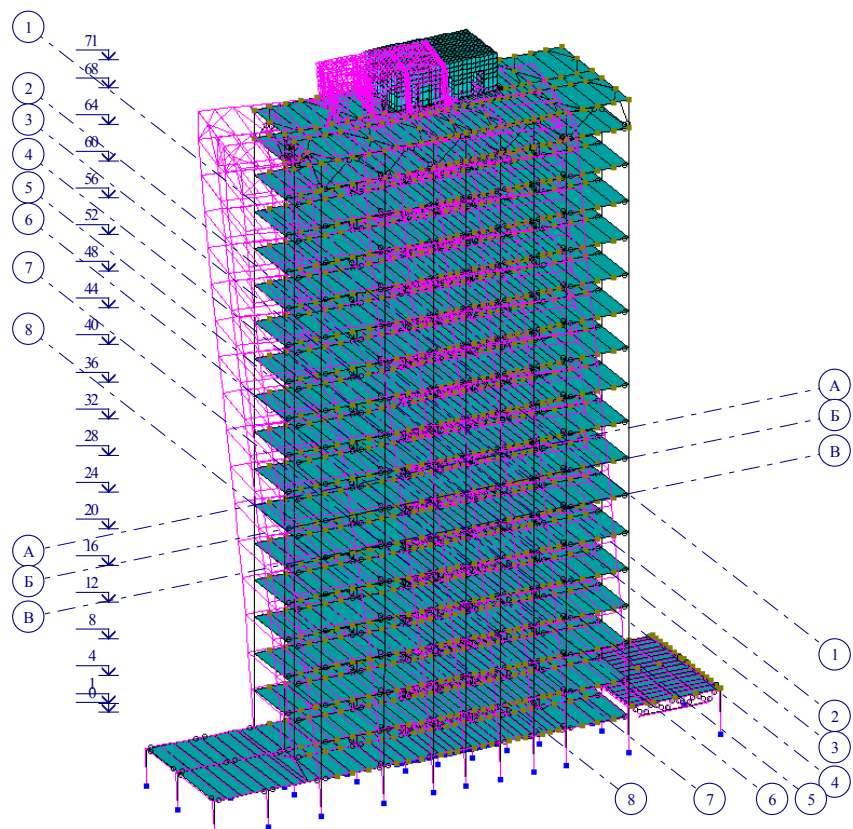


Рисунок 13 – Форма колебаний №2

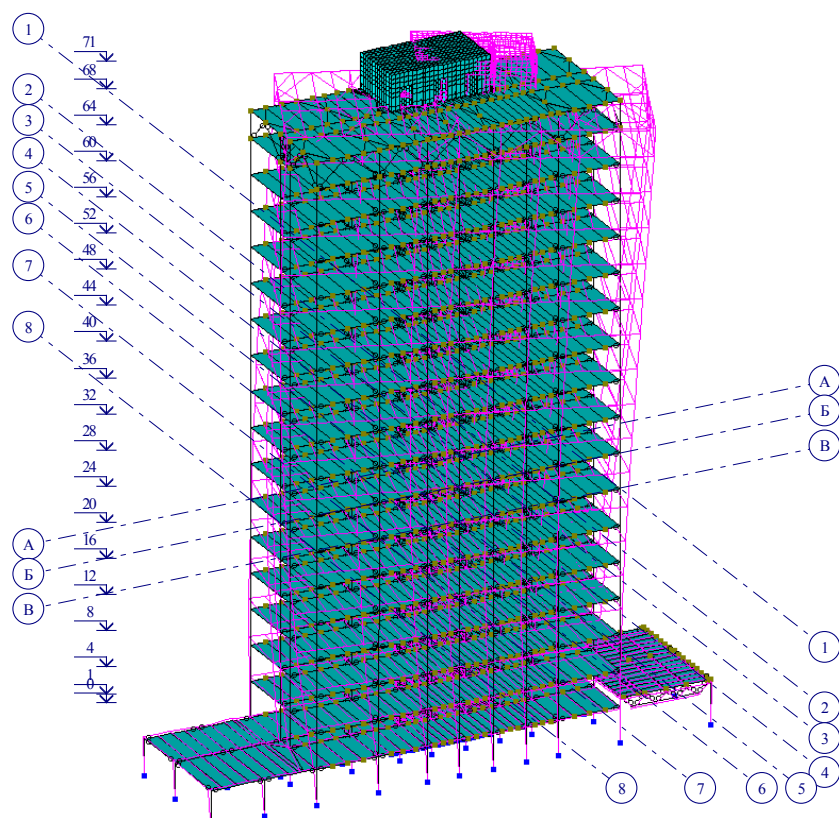


Рисунок 14 – Форма колебаний №3

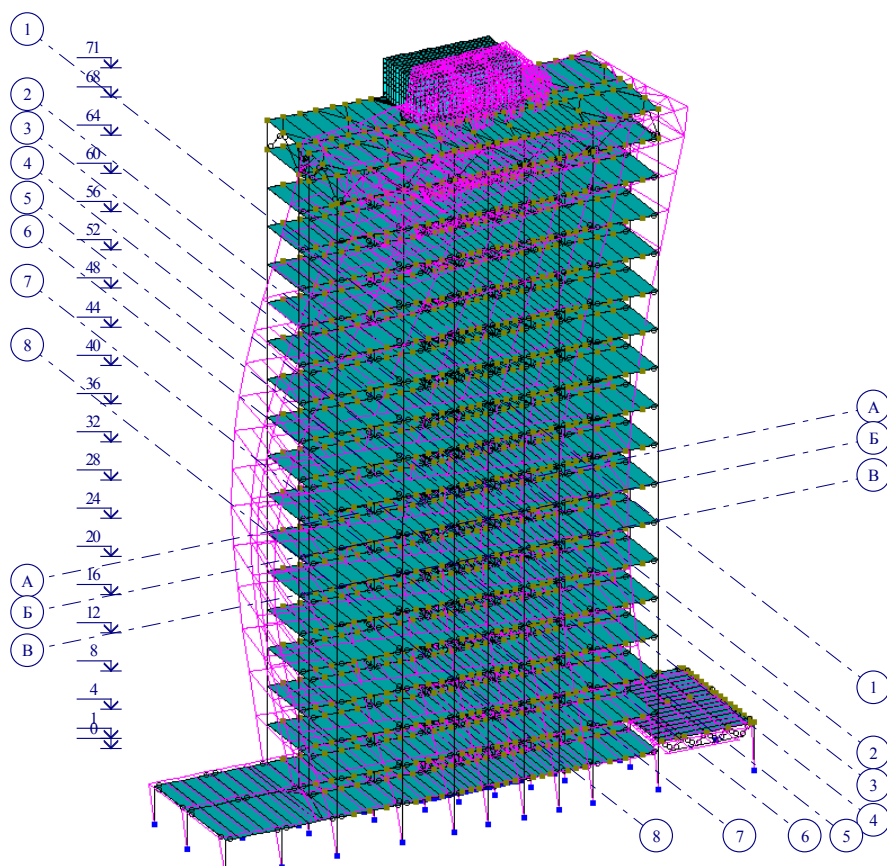


Рисунок 15 – Форма колебаний №4

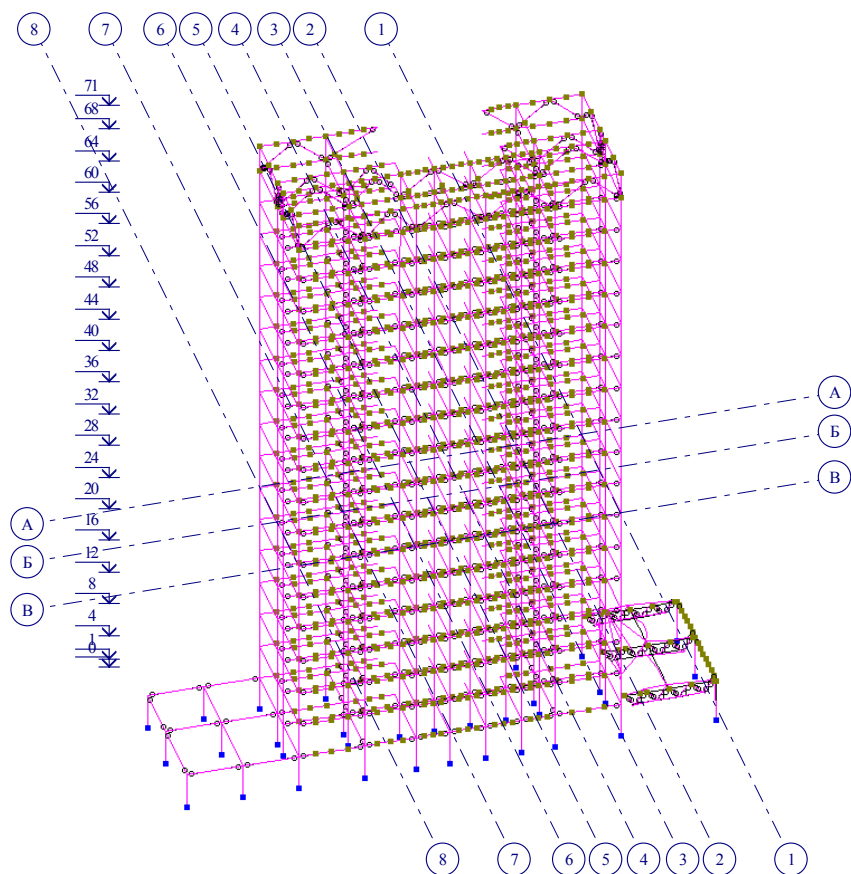


Рисунок 16 – Форма потери устойчивости №1

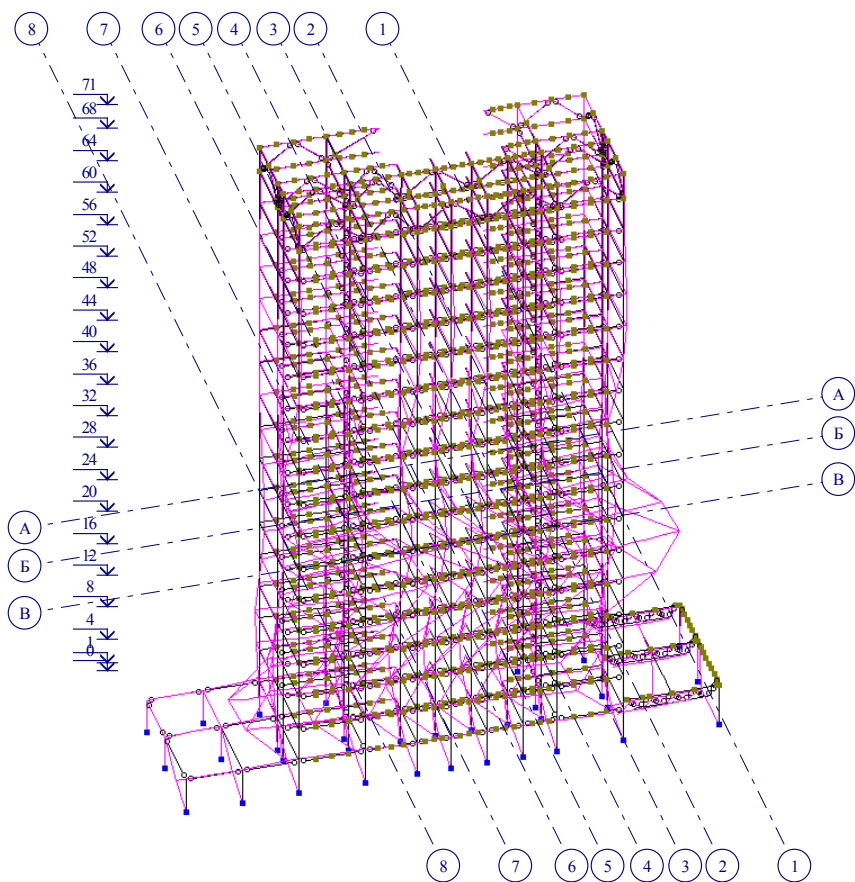


Рисунок 17 – Форма потери устойчивости №2

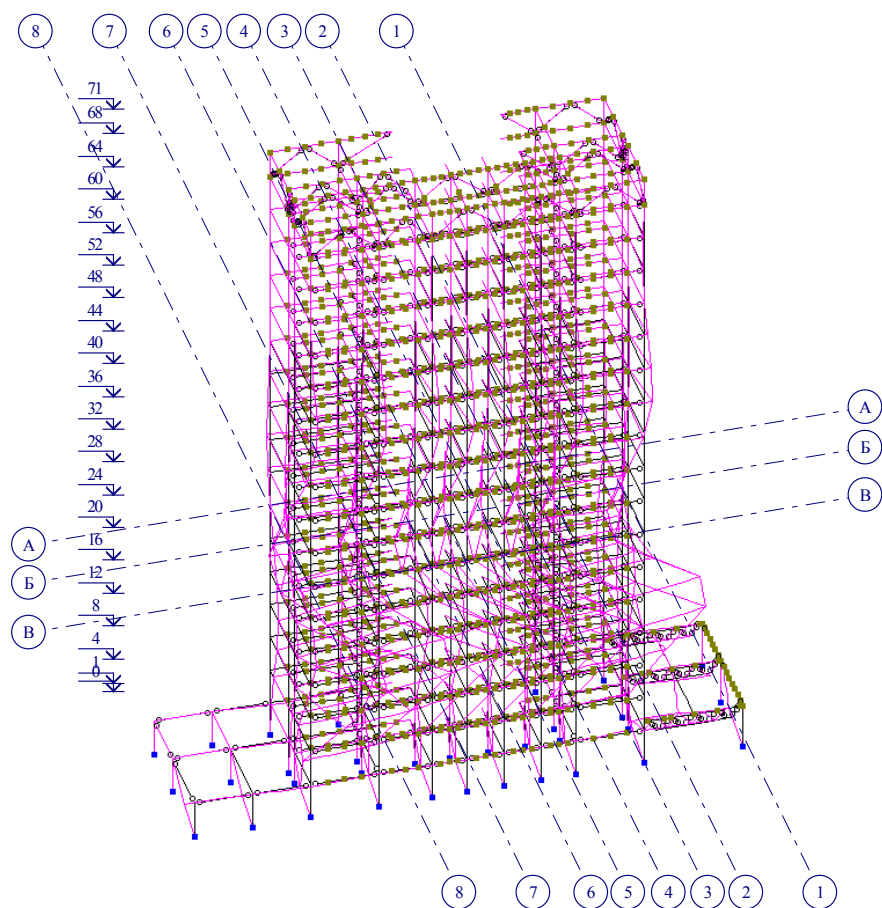


Рисунок 18 – Форма потери устойчивости №3

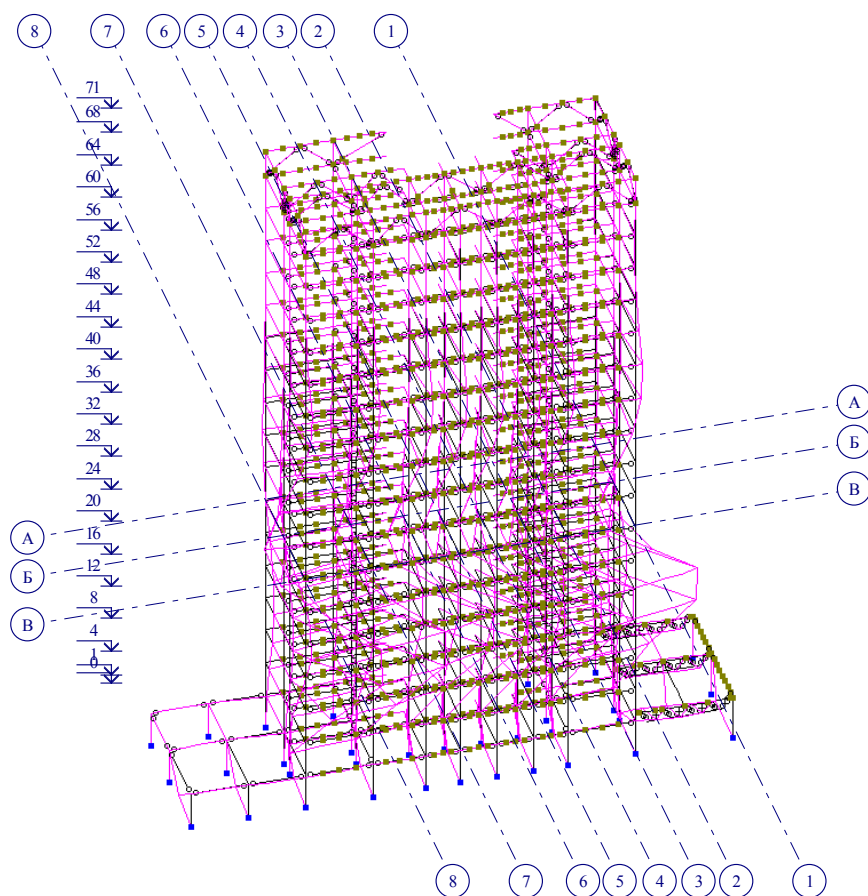


Рисунок 19 – Форма потери устойчивости №4

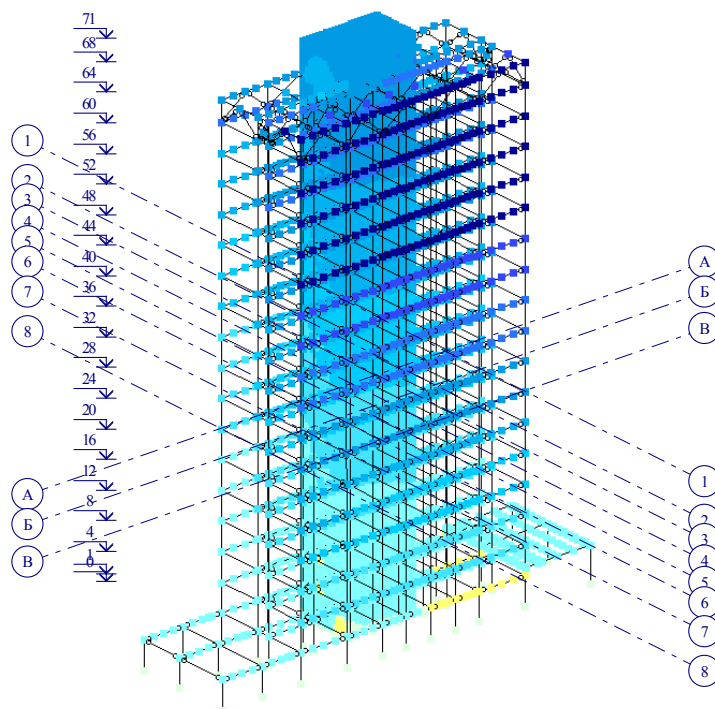
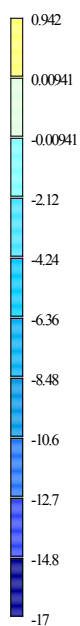


Рисунок 20 – Мозаика перемещений по X(G)

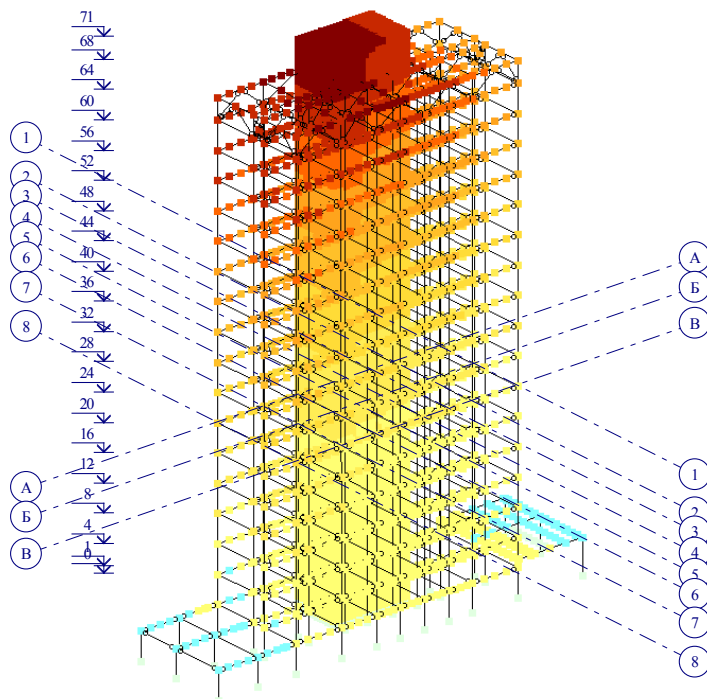
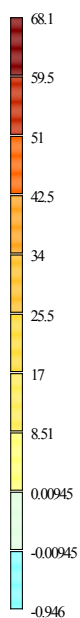


Рисунок 21 – Мозаика перемещений по Y(G)

8 Расчет опорного узла колонны

Действующие усилия из статического расчета:

$N = 3973 \text{ кН}$; $M_z = 206,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$; Колонна – 40К1; $R_{b,loc} = 14,5 \text{ Мпа}$

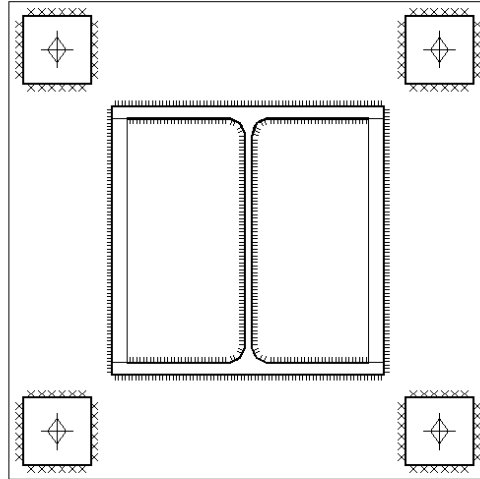


Рисунок 22 – К расчету опорного узла колонны

$$B = \sqrt{\frac{N}{R_{b,loc}}} = 57,22 \text{ см}$$

Примем сторону опорной плиты 70 см по конструктивным соображениям.

Изгибающий момент в плите п кромке колонны

$$M = \sigma_{\phi} \cdot A \cdot c = 0,96 \cdot 635 \cdot 26,8 = 16490 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Толщина пластины

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot R}} = 7,58 \text{ см}$$

Толщину пластины принимаем 80 мм

Расчет пластины по прочности, с учетом ее пространственной работы

$$M_r = N \cdot K_r = 94,96 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_t = N \cdot K_t = 179,00 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

По найденным моментам определим напряжения:

$$\sigma_r = \frac{6 \cdot M_r}{t_{пл}^2} = 8,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} ; \quad \sigma_t = \frac{6 \cdot M_t}{t_{пл}^2} = 16,8 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau = \frac{N}{2\pi} \cdot b \cdot t = 2,36 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} ; \quad \sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 + 3\tau^2} \leq R_y$$

$$19,4 \text{ кН/см}^2 < 32,5 \text{ кН/см}^2$$

Условие прочности опорной пластины выполняется

Расчет сварных швов прикрепления колонны к плите:

$$L_{ш} = 78 \text{ см}$$

$$N = 0,15 \cdot 3973 = 595,9 \text{ кН}$$

Расчет сварного шва по границе сплавления

$$\frac{N}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{595900}{1,15 \cdot 6 \cdot 780 \cdot 220,5 \cdot 1} = 0,54 < 1$$

Вывод: условие выполняется

Расчет сварного шва по металлу шва

$$\frac{N}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{595900}{1,15 \cdot 6 \cdot 780 \cdot 215 \cdot 1} = 0,51 < 1$$

Вывод: условие выполняется

9 Расчет рамного узла

Действующие усилия из статического расчета:

В ригеле: M_y : 70.8 кН*м ; Q_z : 91.2 кН ; N_p : 22.8 кН

В колонне: $Q_{кв}$: 23.05 кН

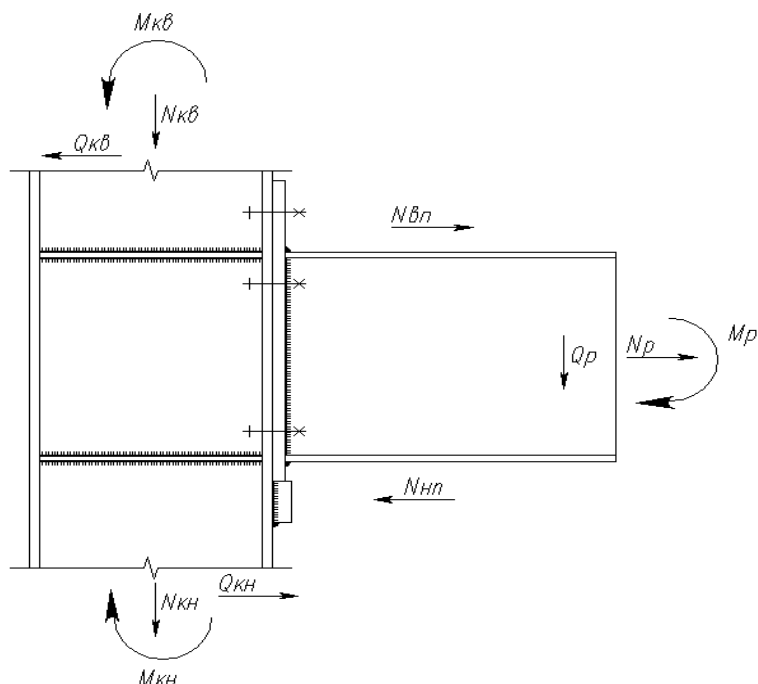


Рисунок 23 – К расчету рамного узла

$$N_{вл} = \frac{M_p}{h - t} + \frac{N_p}{2} = 236 + 11,4 = 247,4 \text{ кН}$$

$$N_{нп} = \frac{M_p}{h - t} - \frac{N_p}{2} = 224,6 - 11,4 = 224,6 \text{ кН}$$

Проверка стенки колонны на действие поперечной силы:

$$Q_y = N_{вл} + Q_{кв} = 247,4 + 23,05 = 270,5 \text{ кН}$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot t} = \frac{400,5 \cdot 117,8}{1077,8 \cdot 1,1} = 26,87 \text{ кН/см}^2 < 32,5 \text{ кН/см}^2$$

Вывод: несущая способность стенки колонны на срез обеспечена
Проверка стыка стенки с полкой по приведенным напряжениям:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} < R_y$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 17,1 \text{ кН}$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot t} = 9,52 \text{ кН}$$

$$\sqrt{17,1^2 + 3 \cdot 9,52^2} = 23,76 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 32,5 \text{ кН/см}^2$$

Вывод: несущая способность колонны обеспечена

Расчет болтов:

Болты: класс 5.8, $d=20$ $A_{bn}=2,45 \text{ см}^2$

$$B_p = 0,7 \cdot R_{bun} \cdot A_{bn} = 0,7 \cdot 50 \text{ кН} \cdot 2,45 \text{ см}^2 = 85,7 \text{ кН}$$

Принимаем 6 болтов.

Максимальное усилие на один болт от внешней нагрузки:

$$N_{\max} = \frac{M_p \cdot X_{\max}}{\sum n_j \cdot x_j} = \frac{250405}{4477} = 55,93 \text{ кН}$$

$$B_p > N_{\max} \Rightarrow 85,7 > 55,93$$

Вывод: несущая способность болтового соединения обеспечена.

10 Расчет шарнирного узла

Действующие усилия в ригеле из статического расчета:

$Q = 118,7 \text{ кН}$; $N = 21,1 \text{ кН}$

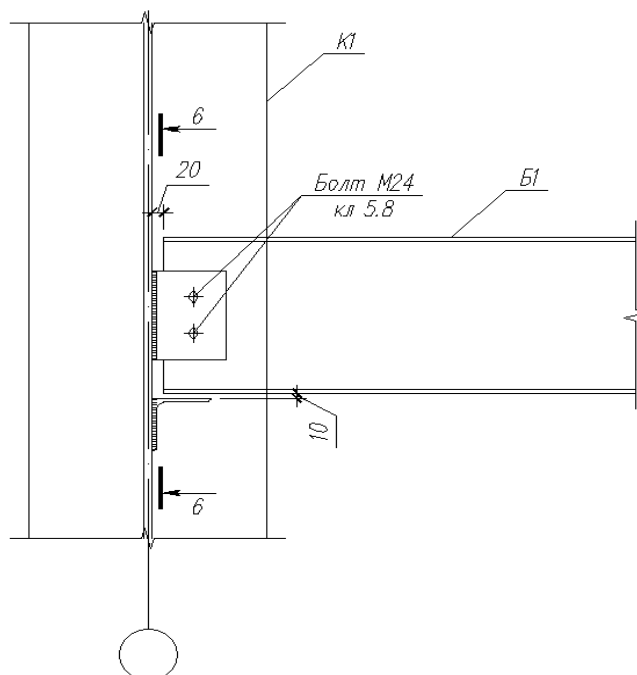


Рисунок 24 – К расчету шарнирного узла

Расчет сварных швов прикрепления уголка к колонне.

Расчет сварного шва по границе сплавления

$$\frac{Q}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{118700}{1,15 \cdot 5 \cdot 780 \cdot 220,5 \cdot 1} = 0,67 < 1$$

Вывод: условие выполняется

Расчет сварного шва по границе сплавления

$$\frac{N}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{21100}{1,15 \cdot 5 \cdot 780 \cdot 220,5 \cdot 1} = 0,12 < 1$$

Условие выполняется

Расчет болтов прикрепления балки к уголку

Примем 2 болта М 24, класса 5.8

$R_{bs} = 21 \text{ кН/см}^2$; $A_b = 4,52 \text{ см}^2$; $R_s = 18,85 \text{ кН/см}^2$

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 21 \cdot 4,52 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 94,92 \text{ кН}$$

$$Q_{пр} = n \cdot N_{bs} \cdot 0,9 = 170,85 \text{ кН}$$

$$170,85 \text{ кН} > 118,7 \text{ кН}$$

Вывод: условие прочности болтового соединения выполняется.

Стенка балки на срез

$$\frac{Q_{пр} \cdot S_x \cdot \alpha}{J \cdot t} = 7,34 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 18,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Вывод: условие обеспечения прочности стенки балки на срез выполняется.

11 Расчет узла крепления аутригерной системы к колонне

Действующие усилия из статического расчета:

В ригеле: $Q = 26,7 \text{ кН}$; $N = 196,2 \text{ кН}$

В аутригере: $N = 404,2 \text{ кН}$

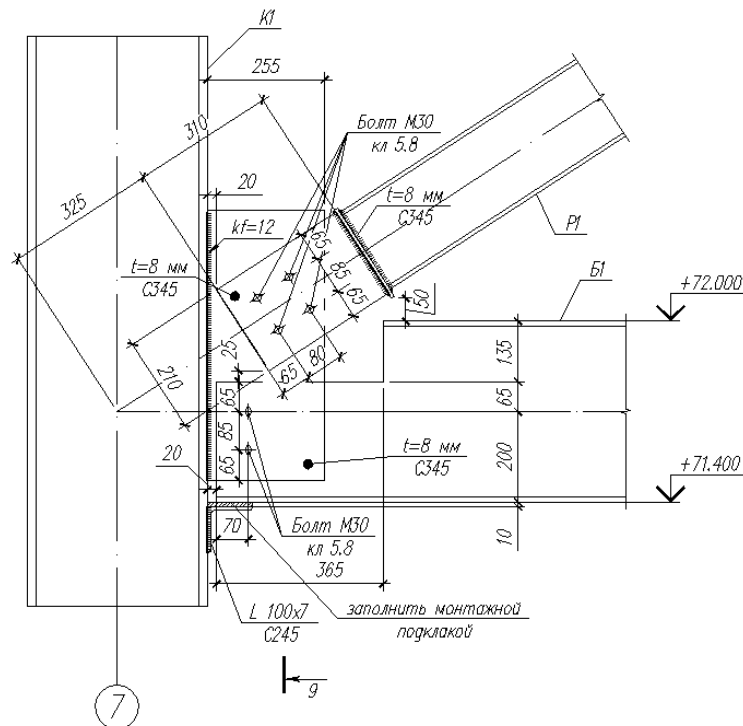


Рисунок 25 – К расчету узла крепления аутригерной системы к колонне

Для расчета узла, усилие от аутригера раскладываем на нормальные составляющие силового многоугольника.

Для прикрепления балки и аутригера к колонне принимаем пластину толщиной 8 мм из стали класса С345, катет шва 6 мм.

Расчет сварного шва по металлу шва

$$\frac{N}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{531662}{1,15 \cdot 6 \cdot 560 \cdot 215 \cdot 1} = 0,67 < 1$$

Вывод: условие выполняется

Расчет сварного шва по металлу шва

$$\frac{Q}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{248977}{1,15 \cdot 5 \cdot 560 \cdot 215 \cdot 1} = 0,31 < 1$$

Вывод: условие выполняется

Проверка на действие момента, возникающего от эксцентриситета приложения продольного усилия относительно центра тяжести сварного шва

$$\text{по металлу шва: } \frac{M}{W_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$0,27 \leq 1$$

Вывод: условие выполняется

Выполним проверку сварного шва по предельным напряжениям

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{Q}{A}\right)^2 + \left(\frac{N}{A}\right)^2 + \left(\frac{M}{W}\right)^2} < R_{wf}$$

$$177,46 \text{ Н/мм}^2 < 215 \text{ Н/мм}^2$$

Вывод: условие выполняется

Проверка болтового соединения прикрепления аутригера к пластине

Примем 4 болта М30, класса 5.8

$$R_{bs} = 21 \text{ кН/см}^2; A_b = 7,06 \text{ см}^2$$

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 21 \cdot 7,06 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 148,3 \text{ кН}$$

$$Q_{пр} = n \cdot N_{bs} \cdot 0,9 = 533,7 \text{ кН}$$

$$533,7 \text{ кН} > 404,2 \text{ кН}$$

Вывод: условие прочности болтового соединения выполняется

Проверка болтового соединения балки с колонной на действие продольного усилия

Примем 2 болта М30, класса 5.8

$$R_{bs} = 21 \text{ кН/см}^2; A_b = 7,06 \text{ см}^2$$

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 21 \cdot 7,06 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 148,3 \text{ кН}$$

$$Q_{пр} = n \cdot N_{bs} \cdot 0,9 = 296,6 \text{ кН}$$

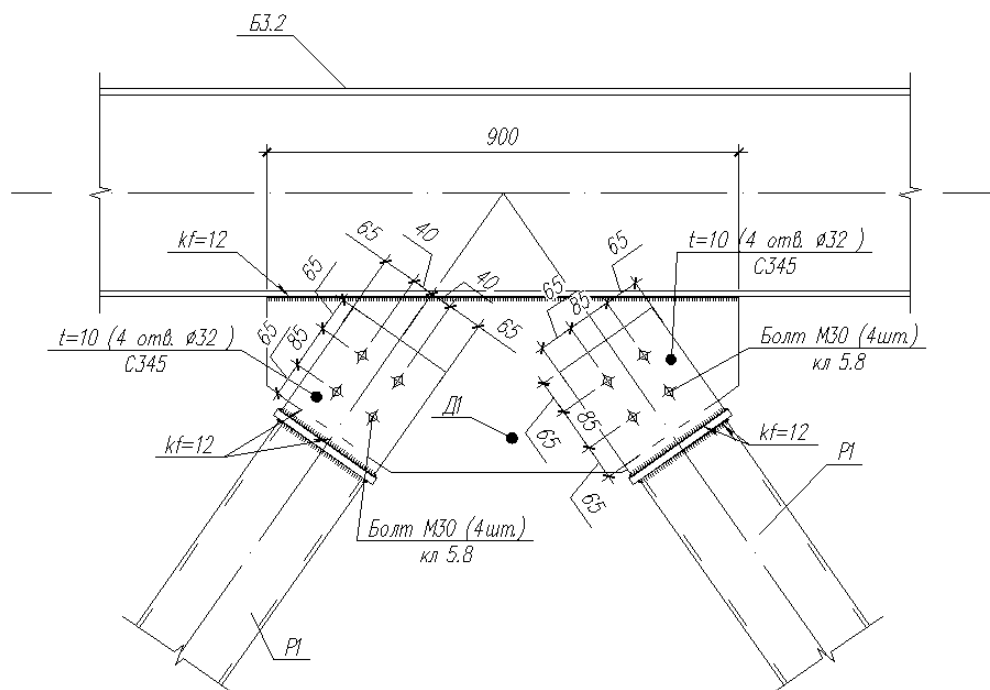
$$296,6 \text{ кН} > 196,2 \text{ кН}$$

Аутригер прикрепляется к пластине колонны через пластину толщиной 8 мм с стали С345, катет шва 6 мм.

$$\frac{N}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{404172}{1,15 \cdot 6 \cdot 380 \cdot 215 \cdot 1} = 0,89 < 1$$

Вывод: условие выполняется

В восходящем аутригере: $N = 1245,4 \text{ кН}$



$$\frac{Q}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1969455.6}{1,15 \cdot 12 \cdot 880 \cdot 215 \cdot 1} = 0,94 < 1$$

$$\frac{N}{B_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{80932.5}{1,15 \cdot 12 \cdot 880 \cdot 215 \cdot 1} = 0,1 < 1$$

Вывод: условие выполняется

Проверка на действие момента, возникающего от эксцентриситета приложения продольного усилия относительно центра тяжести сварного шва

$$177,46 \text{ Н/мм}^2 < 215 \text{ Н/мм}^2$$

Вывод: условие выполняется

Элементы прикрепления аутригера к балке принимаем по узлу 6.

13 Расчет перекрытия по профилированному листу

На стадии бетонирования плиты настил работает как тонкостенная стальная конструкция на поперечный изгиб.

На стадии эксплуатации перекрытия плита рассчитывается как железобетонная конструкция по нормальным и наклонным сечениям, прогибу в пролете и смятию на средней опоре с учетом образования трещин в соответствии с [11]. Профилированный настил в примерах расчета плиты на стадии эксплуатации перекрытия рассматривался как ее рабочая арматура с коэффициентом условия работы 0,8.

Нормативная нагрузка от собственного веса свежееуложенной бетонной смеси определяется по формуле:

$$q \cdot b = \gamma \cdot (h \cdot f + h \cdot b)$$

где γ – удельный вес бетонной смеси;

hf – толщина бетона над верхними полками настила;

hb – приведенную толщину бетона в пределах высоты сечения настила, определяем по формуле

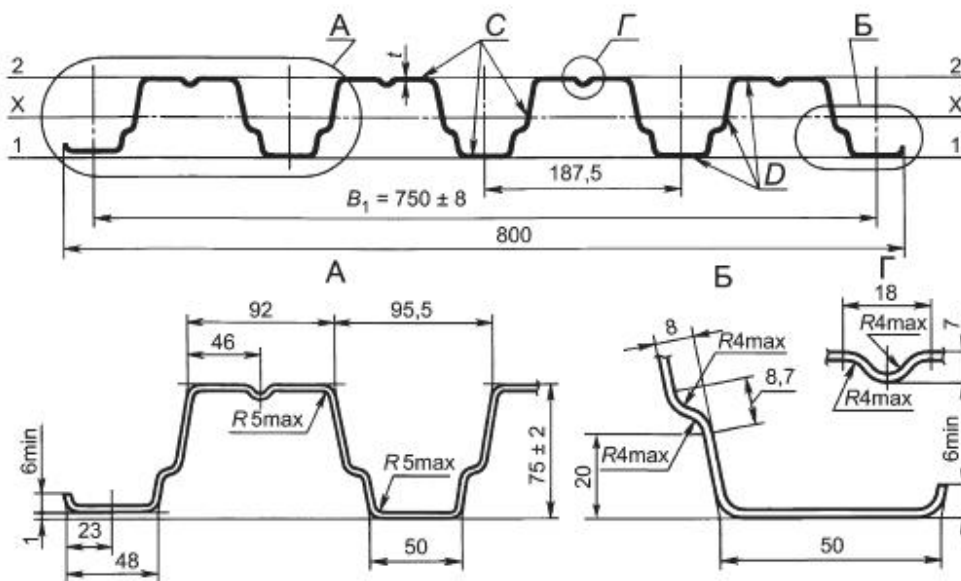


Рисунок 27 – К расчету сталежелезобетонного перекрытия

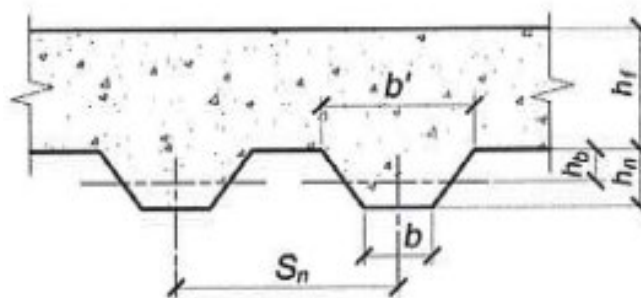


Рисунок 28 – К расчету сталежелезобетонного перекрытия

$$h_b = \frac{b + b'}{2 \cdot s_n} \cdot h_n = \frac{50 + 95,5}{2 \cdot 187,5} \cdot 75 = 29,1 \text{ мм}$$

$$q_b = 2500 \cdot (0,105 + 0,029) = 335 \text{ кг/м}^2$$

Таблица 5

Характеристика	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кПа
Нагрузка от собственного веса настила	0,125	0,05	0,13
Нагрузка от свежесуложенного бетона	3,35	1,2	4,02
Монтажная нагрузка:			
При подаче смеси бетоноводами	0,5	1,3	0,65
Итого:	3,975		4,8

На стадии бетонирования плиты прочность стального профилированного настила в надпорных и пролетных сечениях проверяем по формуле:

$$\frac{M}{W_{min}} \leq R_y$$

где M – изгибающий момент от расчетных нагрузок;

W_{min} – минимальный расчетный момент сопротивления профиля настила по государственным стандартам и техническим условиям на профилированные листы.

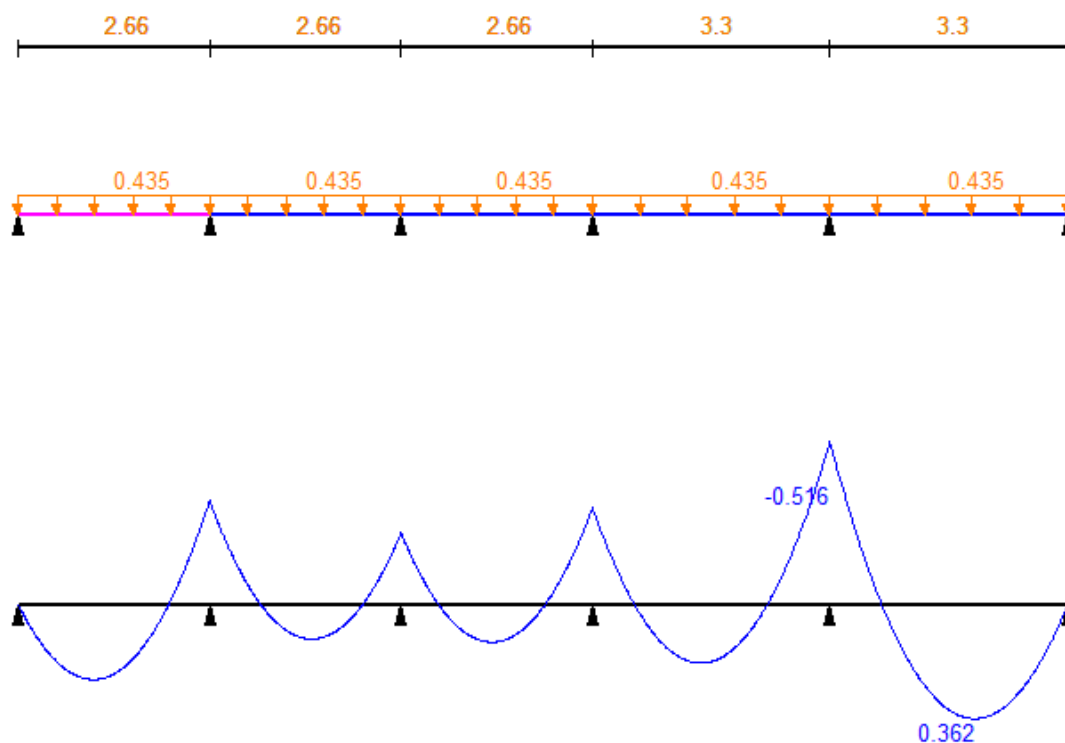


Рисунок 29 – Эпюра от расчетных нагрузок, [т·м]

Над опорой: $51580/30,2=1796 \text{ кг/см}^2 \leq R_y=2400 \text{ кг/см}^2$

В пролете: $36289/30,2=1201 \text{ кг/см}^2 \leq R_y=2400 \text{ кг/см}^2$

Вывод: несущая способность профилированного настила по предельному моменту обеспечена.

Расчет на устойчивость стенок гофров настила

Устойчивость стенок трапецевидных гофров настила при укладке бетонной смеси проверяем по формуле:

$$Q \leq Q_{max}$$

где Q – поперечная критическая сила на одну стенку настила, соответствующая потере ее местной устойчивости;

Q_{max} – максимальная поперечная сила на одну стенку настила от воздействия расчетных нагрузок на стадии бетонирования.

Поперечную критическую силу, соответствующую потере местной устойчивости одной из стенок настила, определяем по формуле:

$$Q = \alpha \cdot t_n^2 \cdot \sqrt{R_{yn} \cdot E_{st}} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \sqrt{\frac{r_n}{t_n}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,02 \cdot l_a}{t_n}}\right) \cdot \left(2,4 + \left(\frac{\theta}{90}\right)^2\right)$$

где $\alpha = 0,15$ – коэффициент для промежуточных опор;

t_n – толщина стенки настила;

R_{yn} – предел текучести стали;

E_{st} – модуль упругости стали;

r_n – радиусгиба в гофрах;

l_a – расчетная ширина опоры настила равна ширине полки прогона b_p ;

θ – угол наклона стенки гофра в градусах при укладке бетонной смеси

$$Q = 0,15 \cdot 0,081 \cdot \sqrt{200000 \cdot 245} \cdot 0,764 \cdot 2,608 \cdot 3,21 = 544,2 \text{ кг}$$

Максимальную поперечную силу на одну стенку гофра от воздействия расчетных нагрузок на стадии бетонирования определяем по формуле:

$$Q_{max} = 0,5 \cdot k_1 \cdot q_p \cdot l \cdot S_n \cdot \gamma \cdot M_1$$

где k_1 – коэффициент, зависящий от величины опорной реакции в принятой расчетной схеме двухпролетного настила равен 1,25;

q_p – расчетная равномерно распределенная нагрузка на настил;

S_n – шаг гофров настила;

γM_1 – коэффициент условия работы стенок гофров настила:

$\gamma M_1 = 1,25$ – для настила на промежуточной опоре;

$\gamma M_1 = 1,05$ – для настила на крайней опоре

$$Q_{max} = 0,5 \cdot 1,223 \cdot 0,075 \cdot 330 \cdot 18,75 \cdot 1,25 = 377,0 \text{ кг}$$

$$Q = 544,2 \text{ кг} > Q_{max} = 377,0 \text{ кг}$$

Вывод: несущая способность профилированного настила по поперечной силе обеспечена.

Прогиб профилированного настила не должен превышать 1/200 пролета:

$$f_n = k_2 \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E_{st} \cdot I_{n,x}} \leq \frac{1}{200} l$$

где f_n – максимальный прогиб настила от нормативных нагрузок;

k – коэффициент, определяемый в соответствии с расчетной схемой для пролетов три и более при нагрузке, действующей на один из пролетов, принимаем равным 0,0088;

q_n – нормативная равномерно-распределенная нагрузка на настил при укладке бетонной смеси;

$I_{n,x}$ – момент инерции сечения профиля на 1 м ширины настила.

$$f_n = 0,0088 \cdot 0,05975 \cdot 240220 \cdot 105 \cdot 129,6 = 0,0067 \text{ см} < 1,2 \text{ см}$$

Расчет плиты перекрытия на стадии эксплуатации

Величины моментов, от суммарной расчетной нагрузки $q=0,735 \text{ кг/м}$

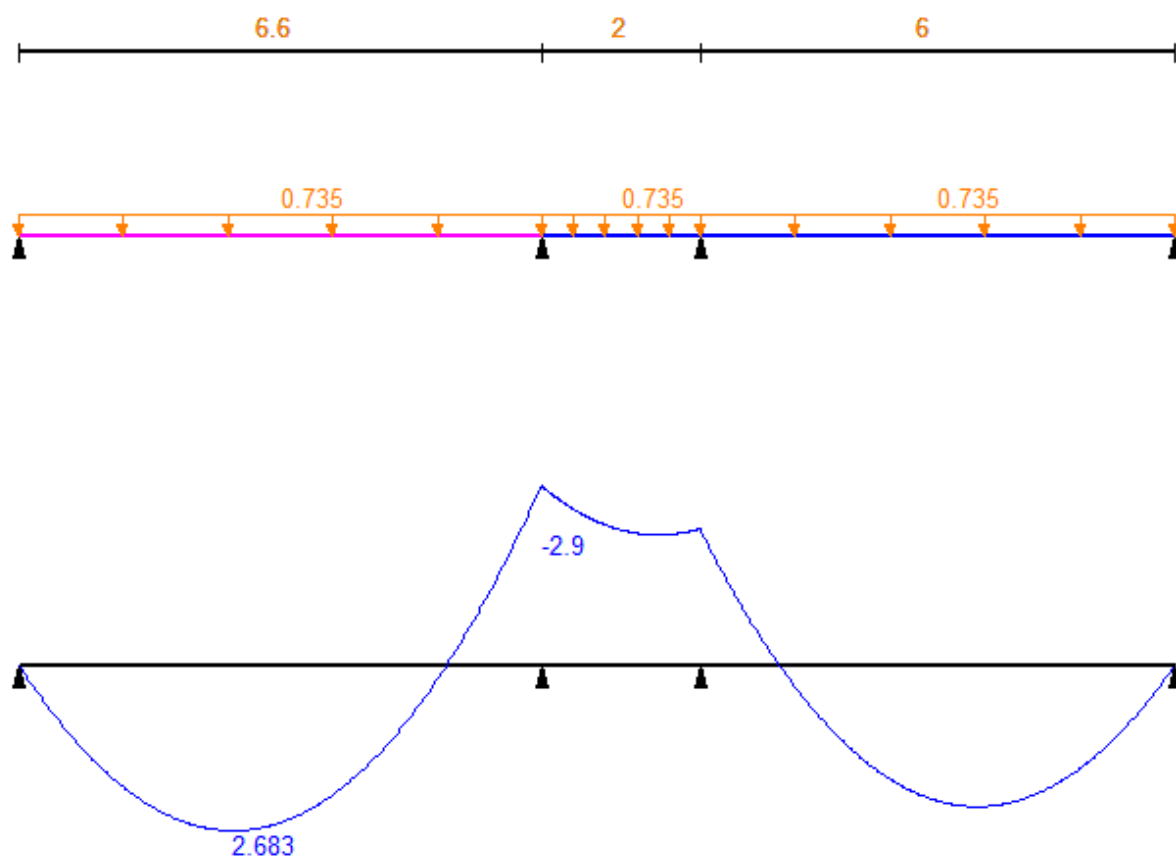


Рисунок 30 – К расчету плиты перекрытия на стадии эксплуатации

Принимаем бетон B25, $R_b = 14.5 \text{ МПа}$, общая высота плиты $h = 180 \text{ мм}$. Арматуру A500C $\varnothing 12$, $A_s = 1,131 \text{ см}^2$; $R_s = 435 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 435 \text{ МПа}$, расстояние от верхнего и нижнего края плиты до центра стержня $a' = 35 \text{ мм}$. Значение граничной относительной высоты сжатой зоны сечения в соответствии с [11].

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{435}{700}} = 0,493$$

$$x < \xi_R \cdot h_0 = 0,49 \cdot 165 = 81,4 \text{ мм}$$

Нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты и не пересекает стенок профилированного настила.

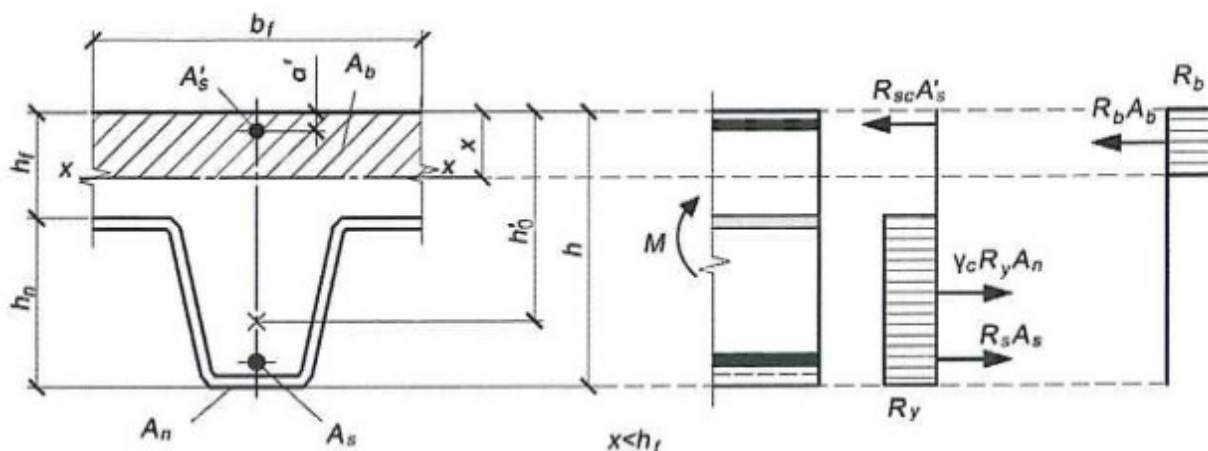


Рисунок 31 - Схема работы перекрытия в пролетной зоне

Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия:

$$R_b \cdot b_f \cdot x = \gamma_c \cdot R_y \cdot A_n + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s$$

$b_f = 187,5 \text{ мм}$ – ширина верхней части расчетного сечения;
 $\gamma_c = 0,4$ для профилированных настилов без выштамповок на стенках гофров с двумя стад-болтами стержневыми упорами в каждом гофре;
 $A_n = 2,718 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения одного гофра настила;

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_f} = 0,58 \text{ см}$$

При расчете прочности плиты должно выполняться условие:

$$M \leq R_b \cdot b_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

$$3,15 \text{ т} \cdot \text{м} < 2,68 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Вывод: несущая способность плиты перекрытия обеспечена

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 54.13330.2016 «Здания жилые многоквартирные»
2. СанПиН 2.4.1.3049-13 «Санитарно-эпидемиологические требования к устройству, содержанию и организации режима работы дошкольных образовательных организаций»
3. ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований»
4. СП20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»
5. Федеральный закон №384-ФЗ от 30.12.2009 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»
6. СП16.13330.2017 «Стальные конструкции»
7. Федеральный закон РФ №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях безопасности»
8. СП 2.13130.2012 «Обеспечение огнестойкости объектов защиты»
9. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология»
10. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. правила проектирования»
11. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции»

Приложения

РСН определяющие расчетные. Ошибка максималных значений (Таблица СП 20.13330.2016_1)
Мозаика N
Единицы измерения - т

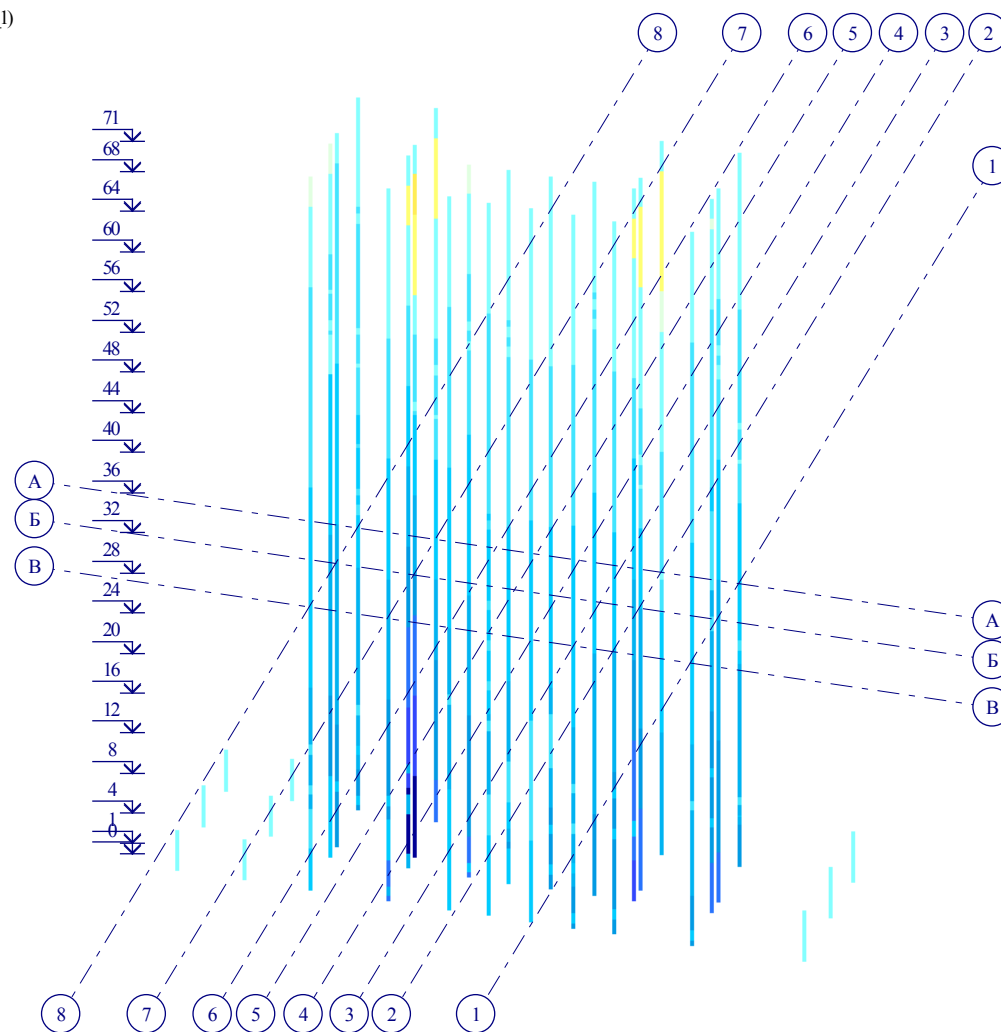
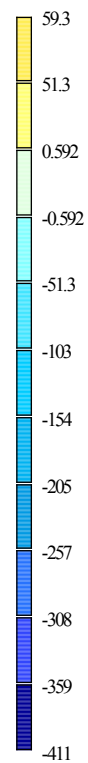


Рисунок – Мозаика N

К_И_72466576

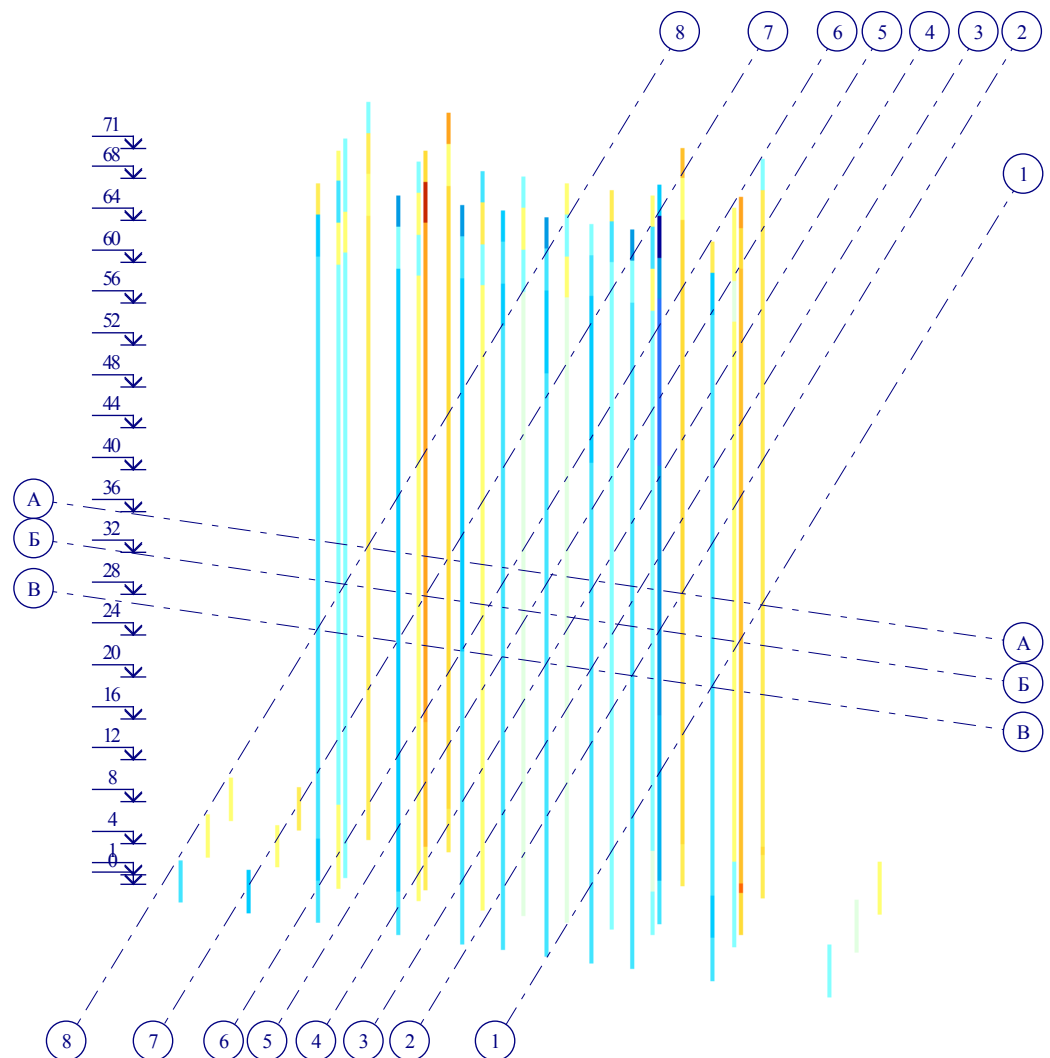
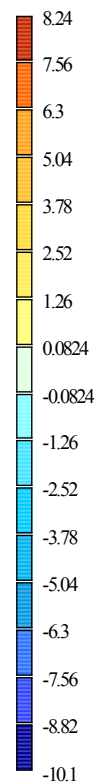


Рисунок – Мозаика Qy

РСН определяющие расчетные. Отбавляя максимальных значений (Таблица СП.120.13330.2016_1)
 Мозаика Qz
 Единицы измерения - т

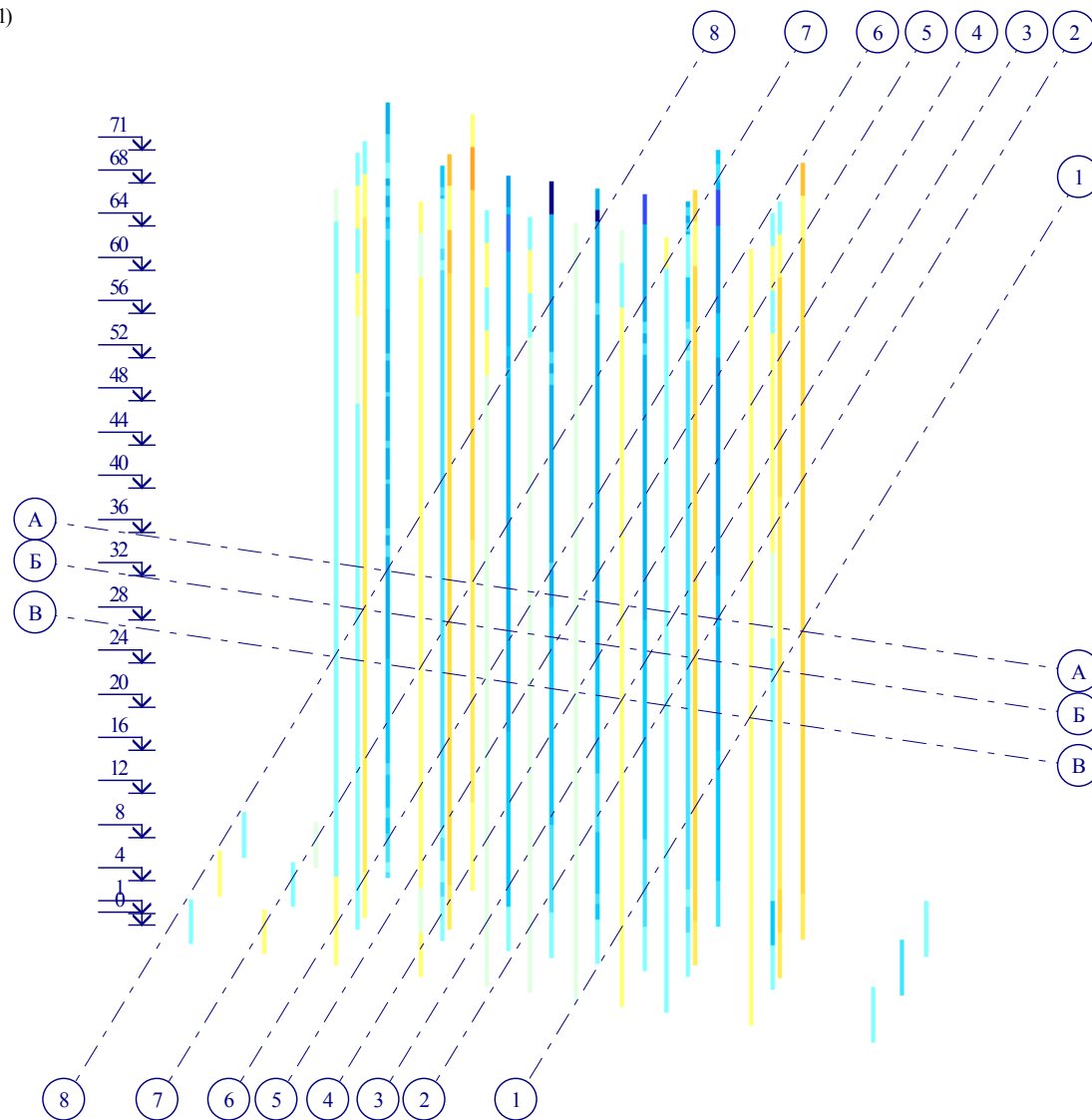
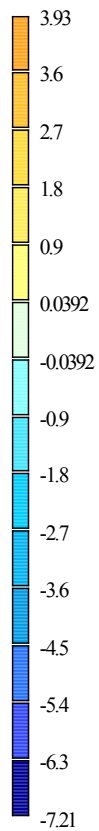


Рисунок – Мозаика Qz

К_И_72466576

РСН определяющие расчетные. Отбавляя максимальных значений (Таблица СП.20.13330.2016_1)
 Мозаика Му
 Единицы измерения - т*м

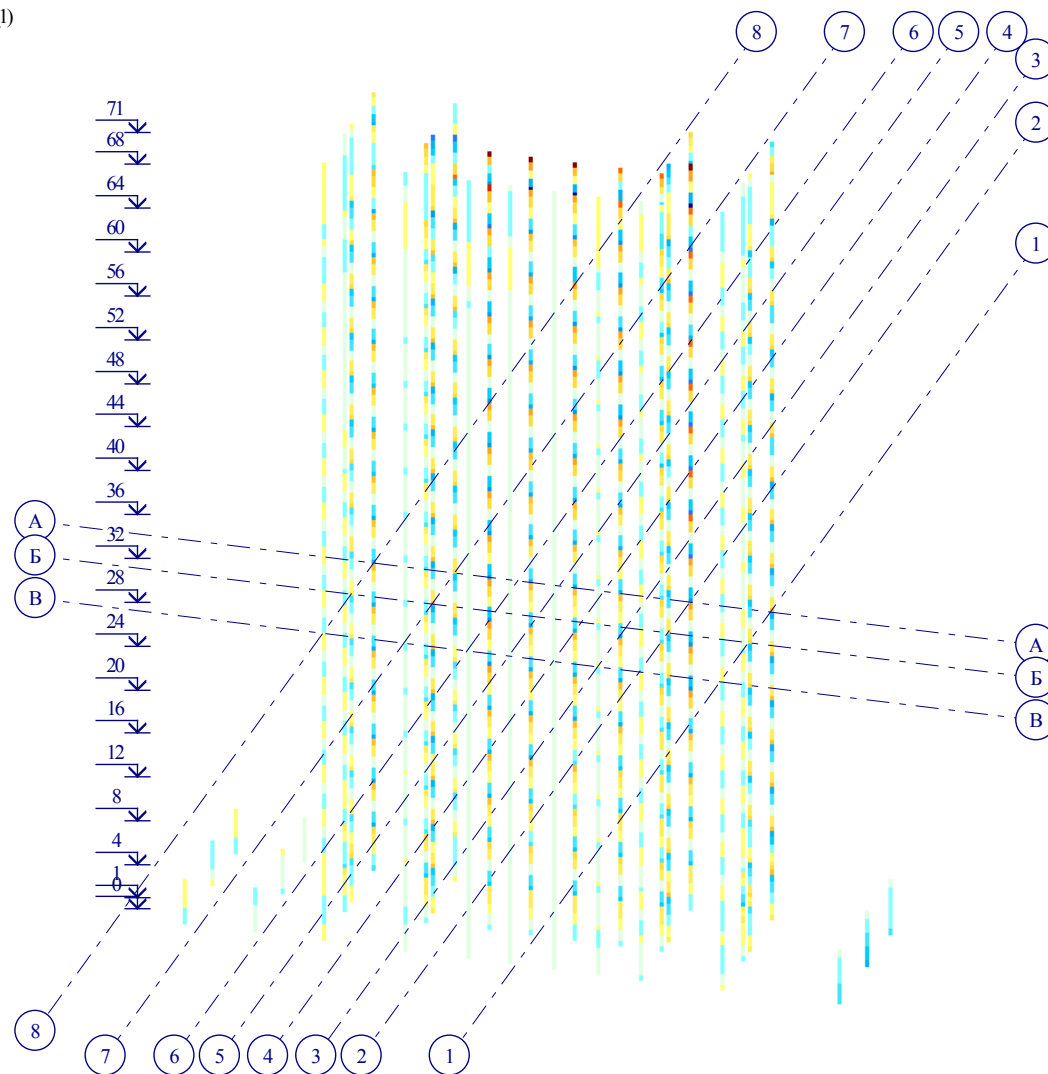
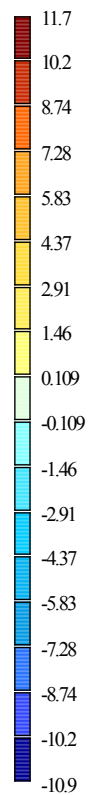


Рисунок – Мозаика Му

РСН определяющие расчетные. Отбоящая максимальных значений (Таблица СП.20.13330.2016_1)
Мозаика Mz
Единицы измерения - т*м

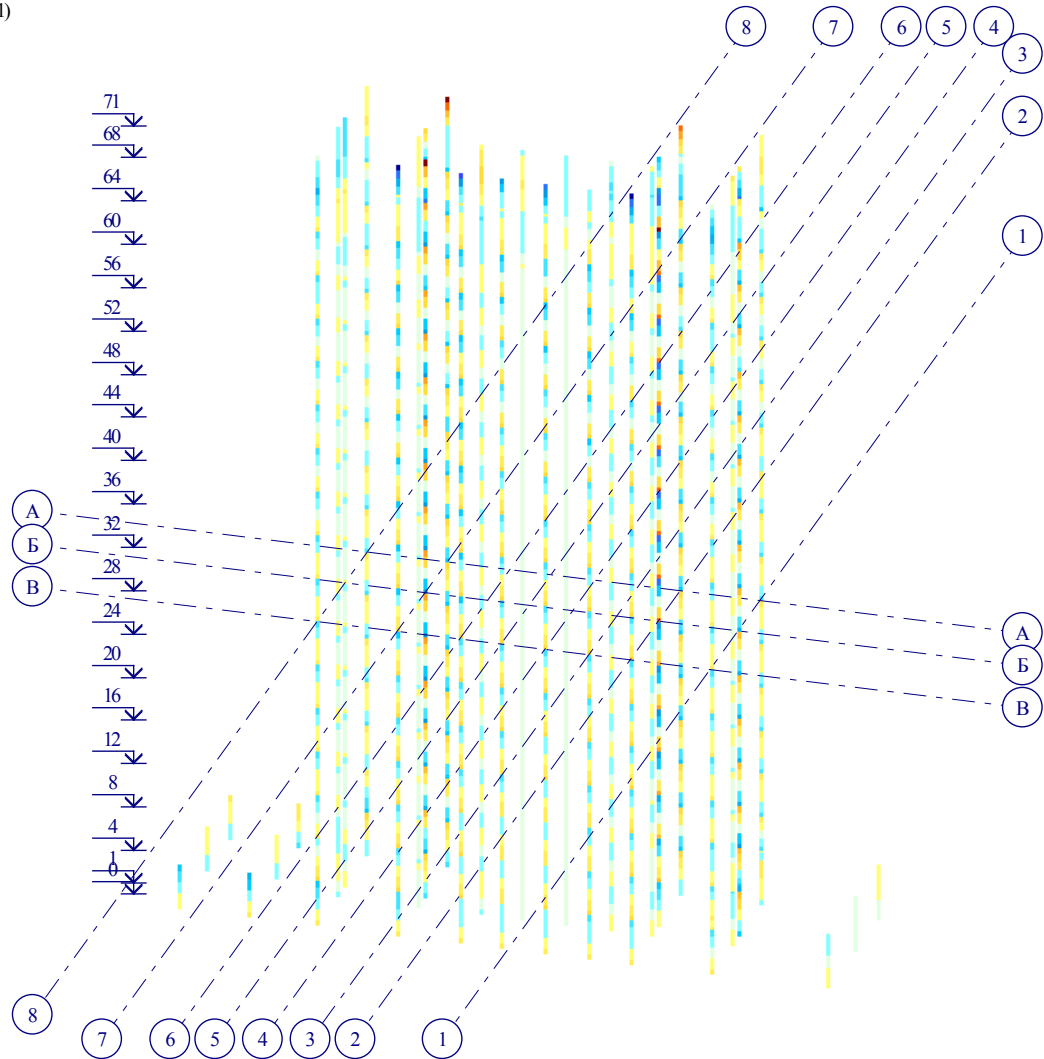
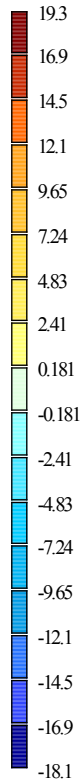
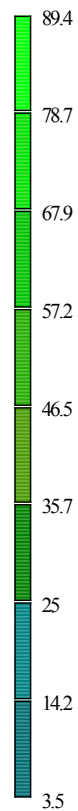


Рисунок – Мозаика Mz

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН:СП 1 (СП 16.13330.2011)



Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 1 предельному состоянию

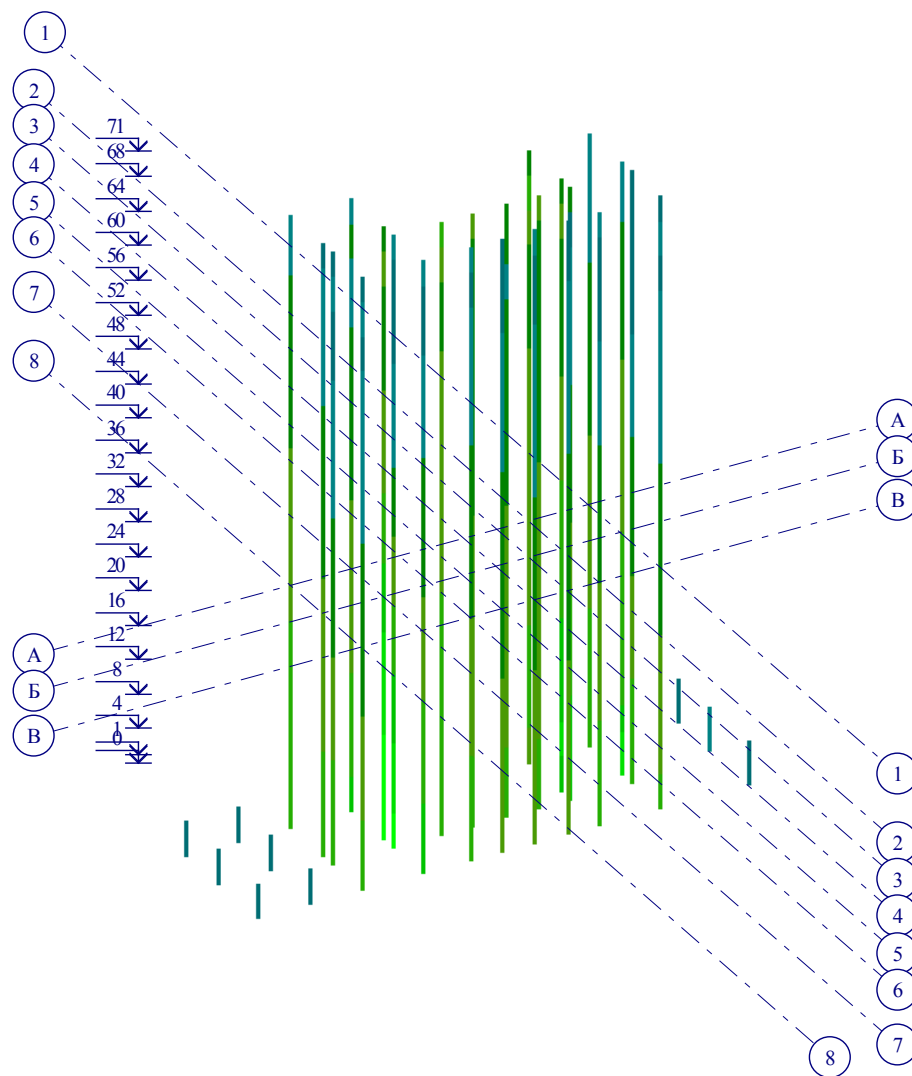
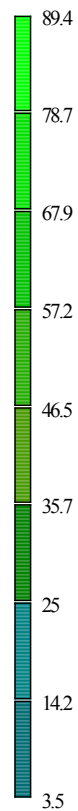


Рисунок – Вариант конструирования 1. Результат проверки по 1 предельному состоянию

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СП 1 (СП 16.13330.2011)



Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 1 предельному состоянию

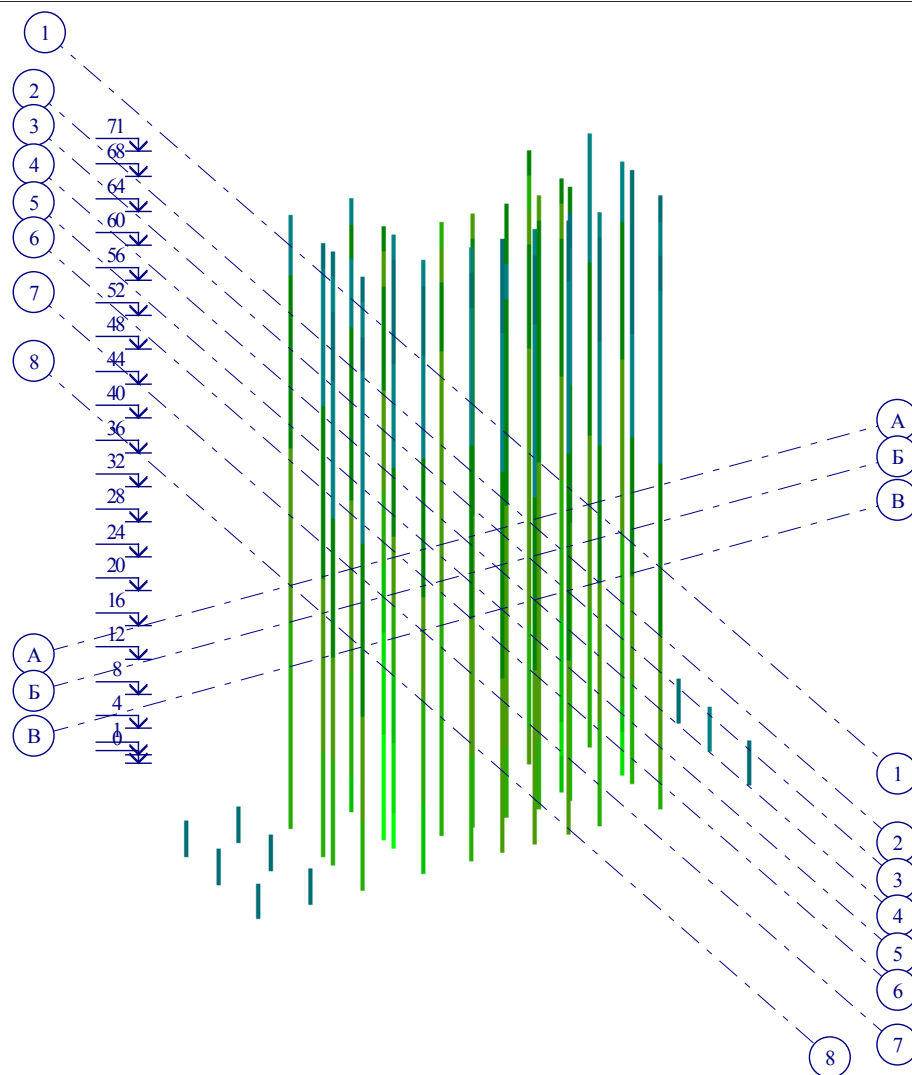
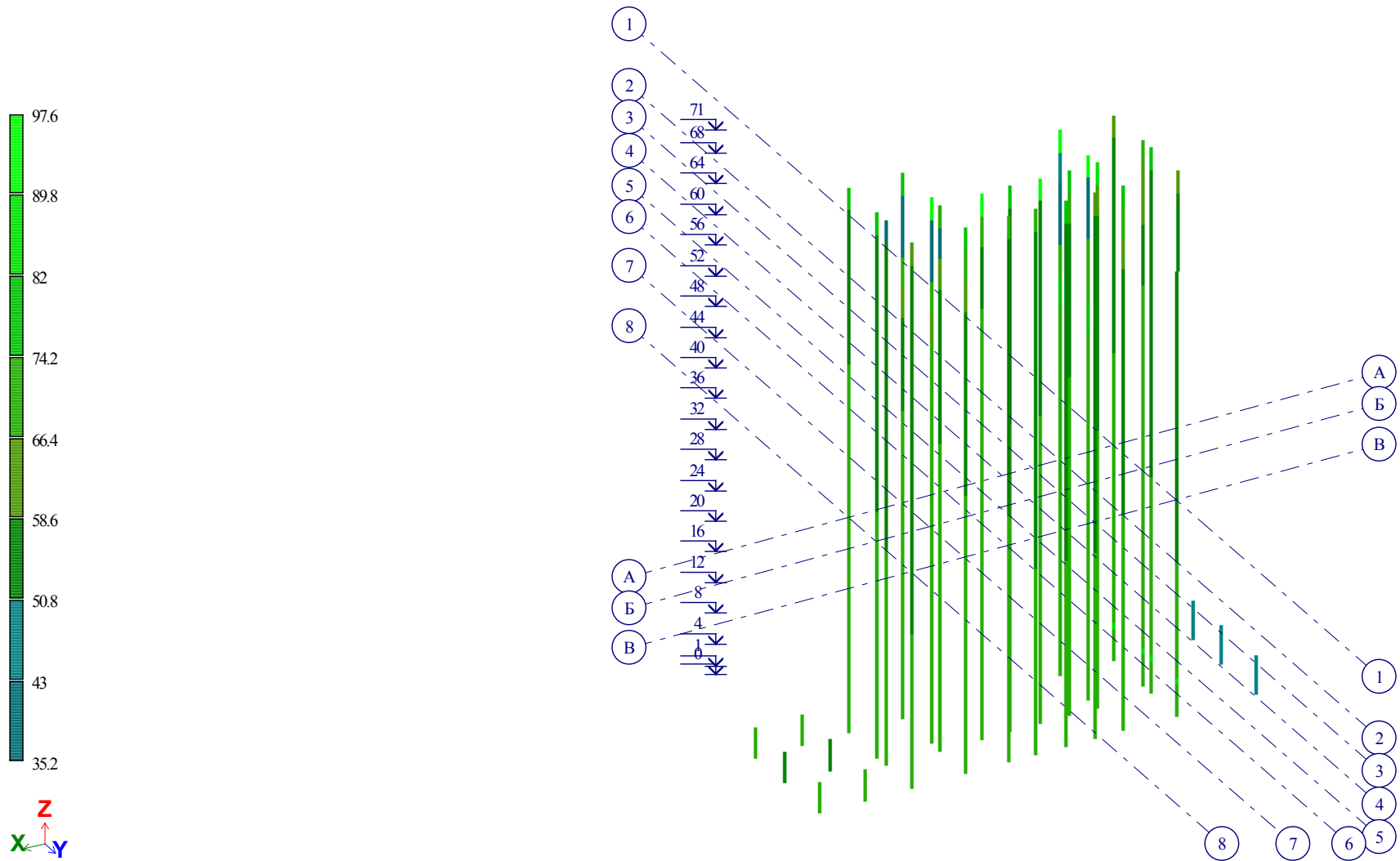
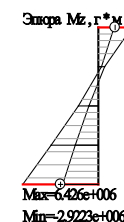
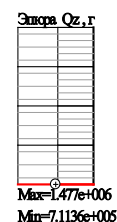
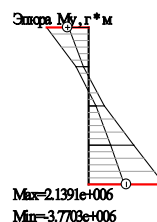
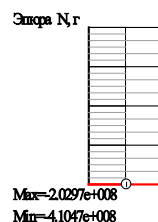
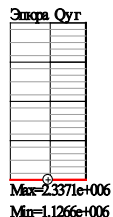


Рисунок – Вариант конструирования 1. Результат проверки по 2 предельному состоянию



Мозаика результатов проверки назначенных сечений по местной устойчивости

Рисунок – Вариант конструирования 1. Результат проверки по местной устойчивости



Шифр задачи: Версия3_аутигеры_20_04_01_уст
Элемент 84

ограничениям									
Ymax		Zmax		Ymin		Zmin		twmin	
3.00		3.00		0.01		0.01		0.00	
расчетная длина			коэф-ты усл. раб.			коэфф. надежности		тип колонны	
отн. Z1	отн. Y1	для Fe	по прочн.		по усл.	надежности		колонны	выгребер/платянок
9.00	5.20	4.00	1.00		1.00	1.00		основы	нет

Результаты проверки

Сечение	1. Ду20х40К1
Профиль	40К1; СТО АСЧМ20-93
Сталь	С345, ГОСТ 27772-88; Стали по СП 16.13330.2011, лист и фасон
Сортамент	Копонные двутавры

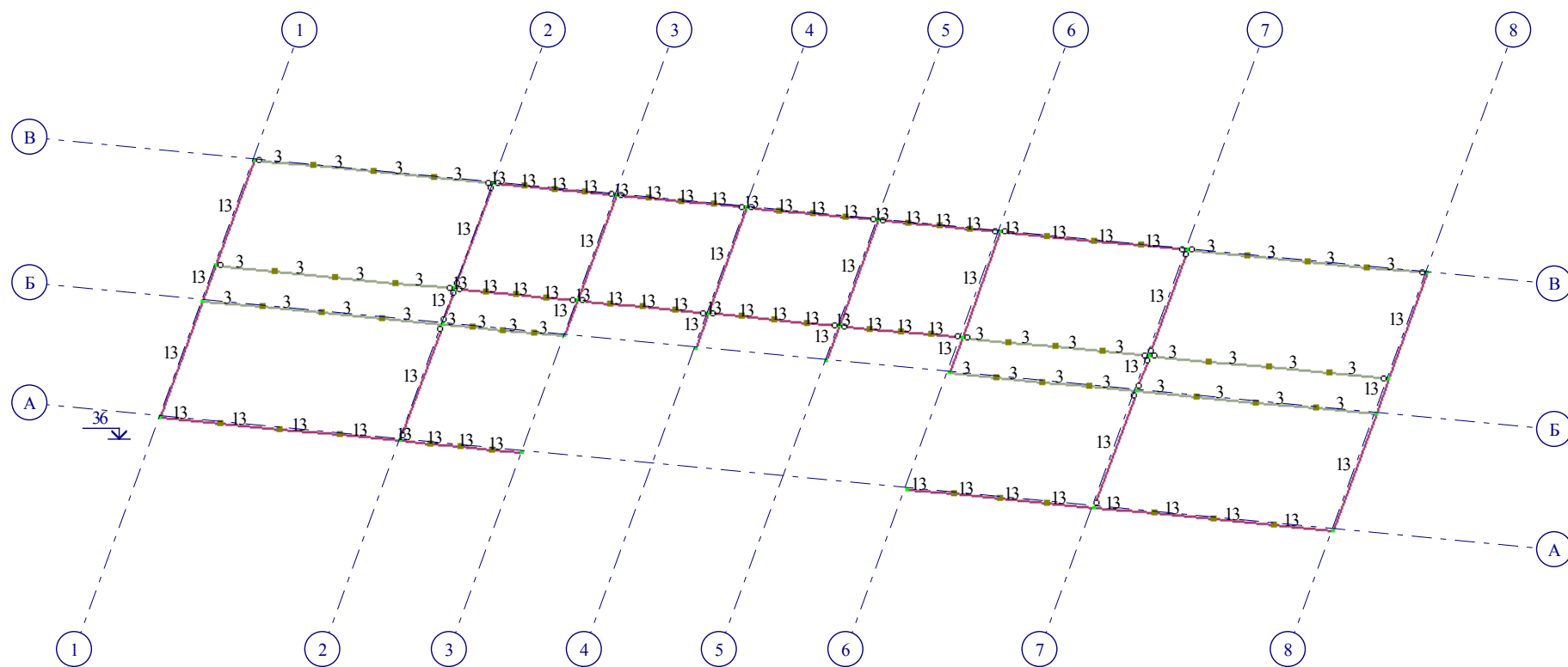
проценты использования по ИПС


по норм.	уст.отн.YI	уст.отн.ZI	устойч. YZ	уст.стенки	уст.полнок
86.4	87.9	87.0	87.8	58.7	66.9
проценты использов.по ЗПС				своими%/эксплуат.зав.	пиг.ребер/
пик. отн.YI	пик. отн.ZI	ППС	ЗПС	местн.устойч.	планок
40.6	40.8	87.9	40.8	66.9	нет

Проверка						Определяющие условия					Критерий
	№	КС	сеч.	N, г	M _к , г*м	O _к , г	M _к , г*м	O _к , г	Состав		
по норм.	1	84	1	-410465760.000	-3770281.250	1471659.375	640606.000	2324969.250	1+2+3+4+5+8+9...	2	
усл.отв.YI	1	84	1	-410465760.000	-3770281.250	1471659.375	640606.000	2324969.250	1+2+3+4+5+8+9...	2	
усл.отв.ZI	1	84	1	-410465760.000	-3770281.250	1471659.375	640606.000	2324969.250	1+2+3+4+5+8+9...	2	
усл.отв.YZ	1	84	1	-410465760.000	-3770281.250	1471659.375	640606.000	2324969.250	1+2+3+4+5+8+9...	2	
усл.стелки	1	84	1	-410465760.000	-3770281.250	1471659.375	640606.000	2324969.250	1+2+3+4+5+8+9...	2	
усл.полюс	2	84	1	-407532000.000	-3768935.250	1477000.375	6426026.000	2337080.250	1+2+3+4+5+9+10	9	
либк. отв.YI	1	84	1	-410465760.000	-3770281.250	1471659.375	640606.000	2324969.250	1+2+3+4+5+8+9...	2	
либк. отв.ZI	1	84	1	-410465760.000	-3770281.250	1471659.375	640606.000	2324969.250	1+2+3+4+5+8+9...	2	

Рисунок – Расчет наиболее нагруженной колонны

вес перекрытия





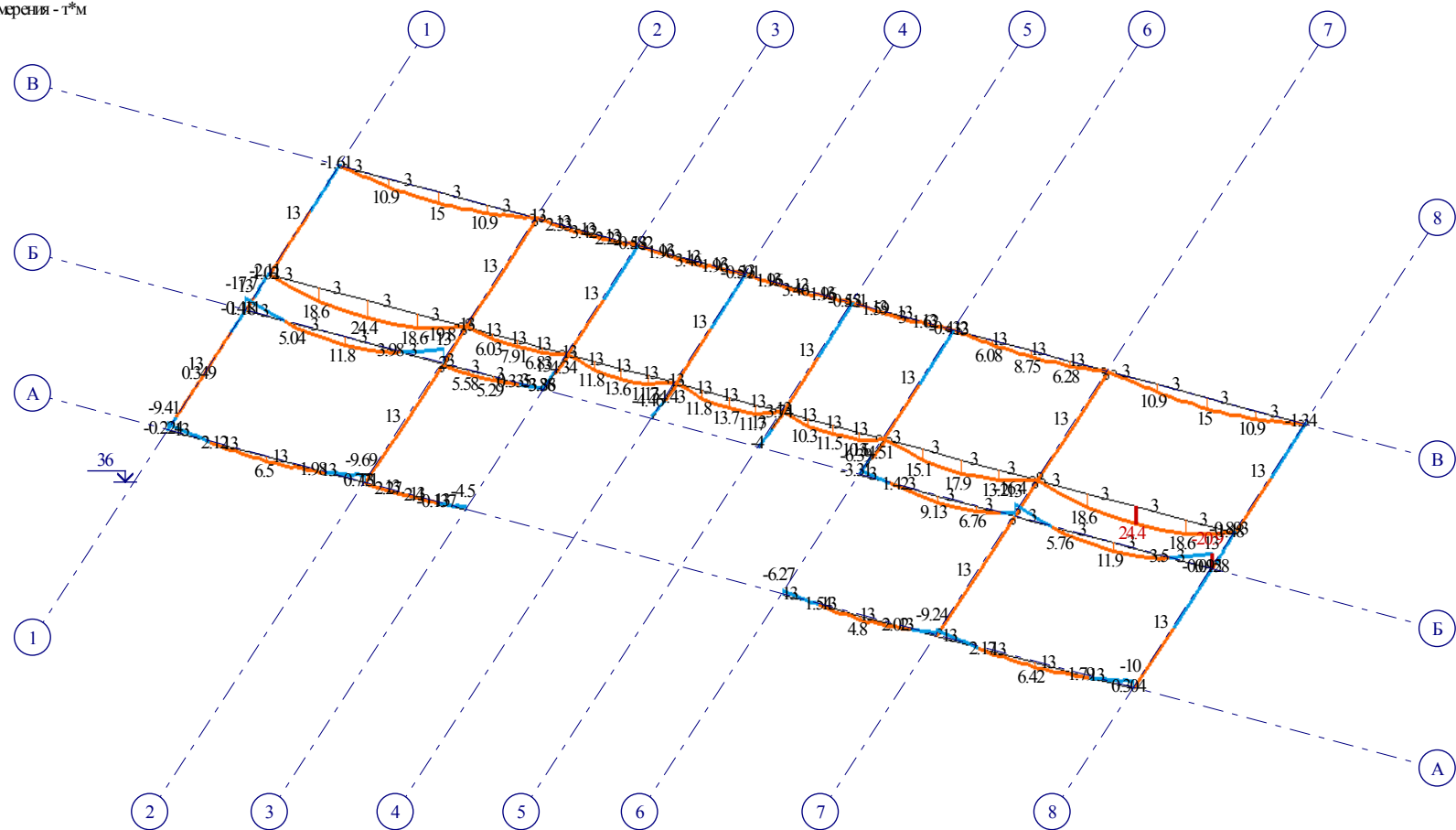
 Ом+36,000

Рисунок – Типы жесткостей балок типового этажа

К_И_72466576

Лист
58

РСН1(СП.20.13330.2016_1)
Эпюра М_у
Единицы измерения - т*м




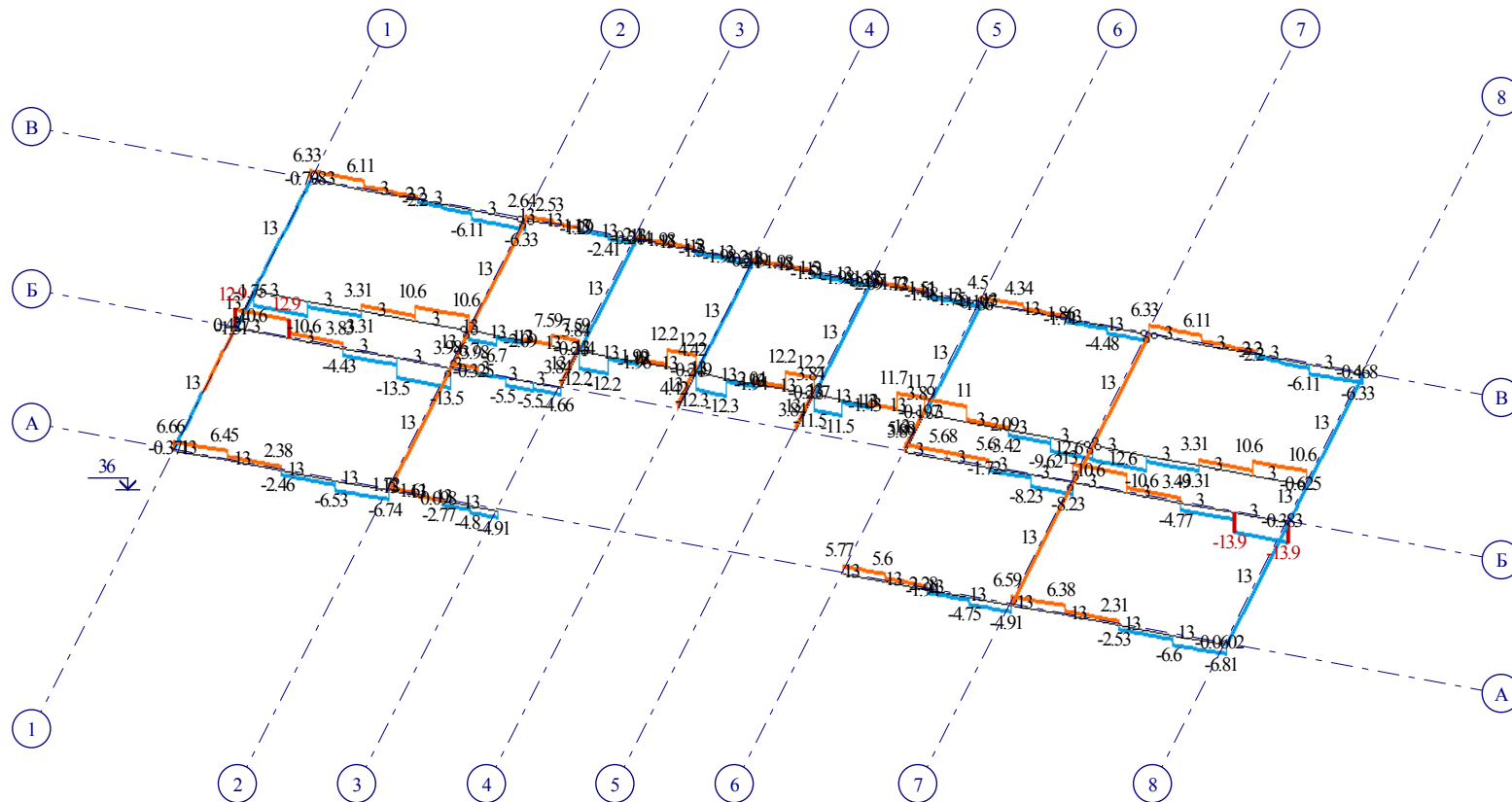

 Опм+ 36,000
 Минимальное значение -20,9062; Максимальное значение 24,4486

Рисунок – Эпюра М_у

К_И_72466576

Лист
59

РСН(СТ120.13330.2016_1)
Эпюра Qz
Единицы измерения - т





 Отм+36.000
 Минимальное значение -13.866, Максимальное значение 12.9248

Рисунок – Эпюра Qz

К_И_72466576

Лист
60

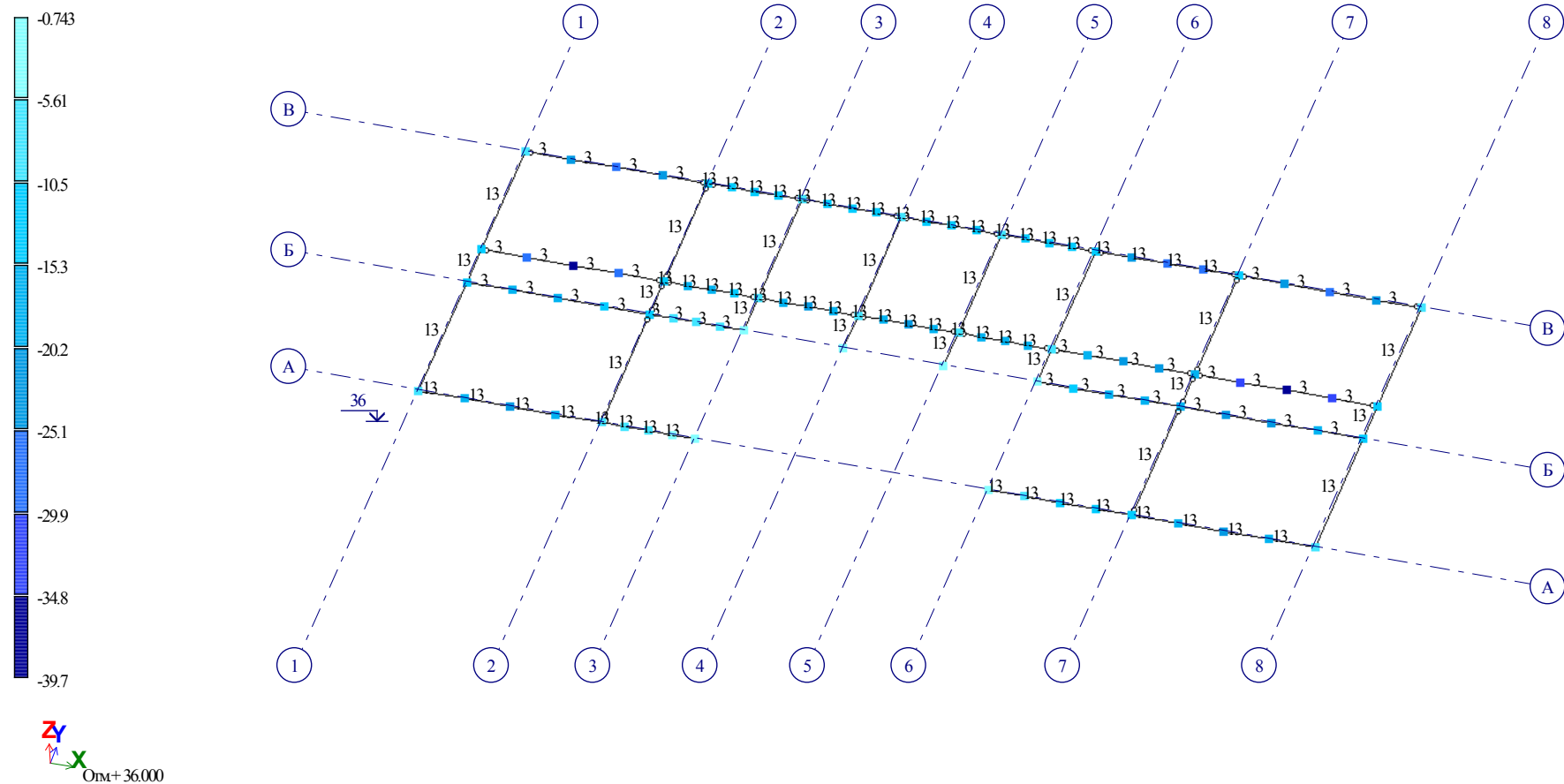


Рисунок – Мозаика перемещений по Z(G)

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СП 1 (СП 16.13330.2011)

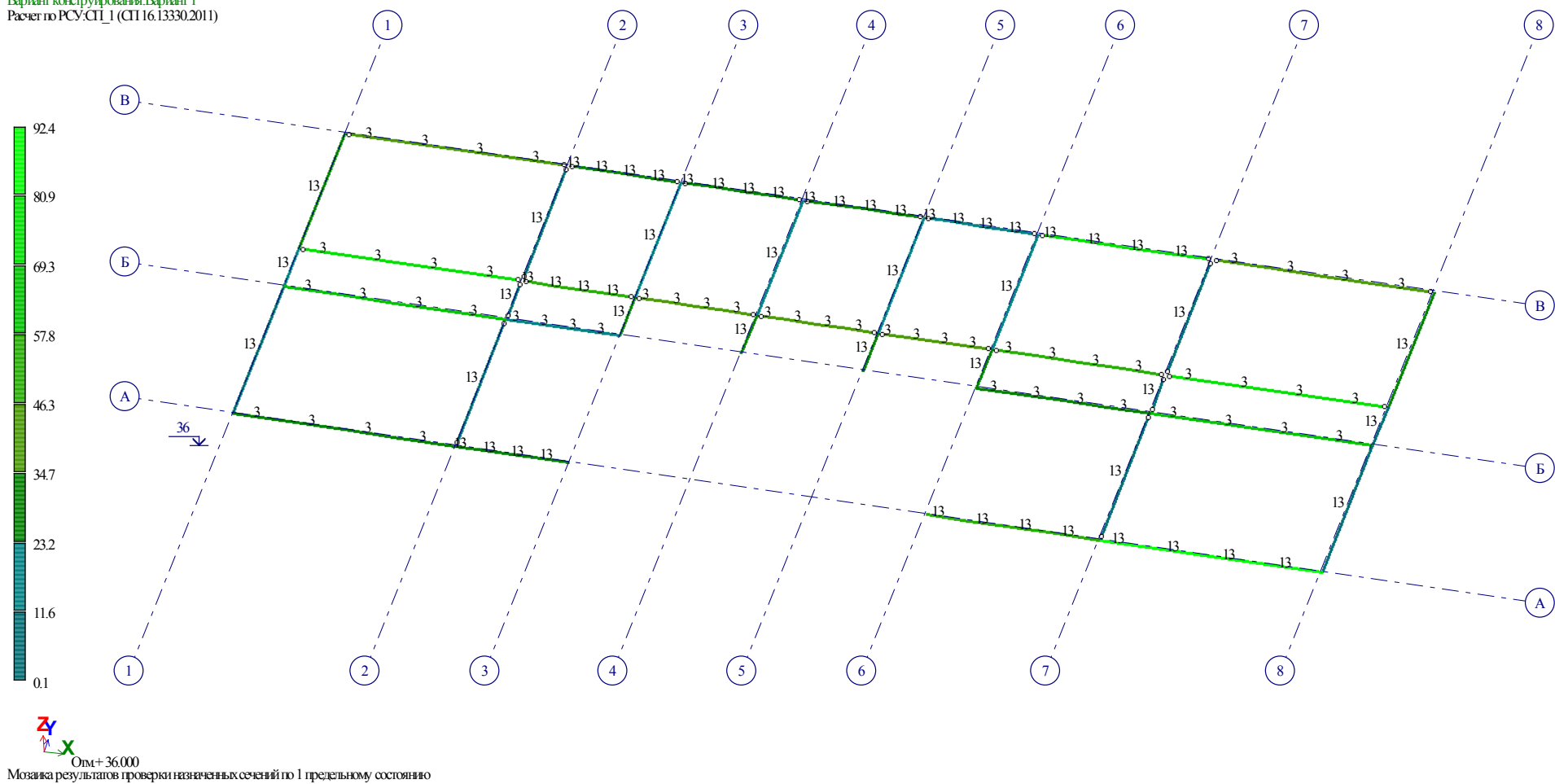
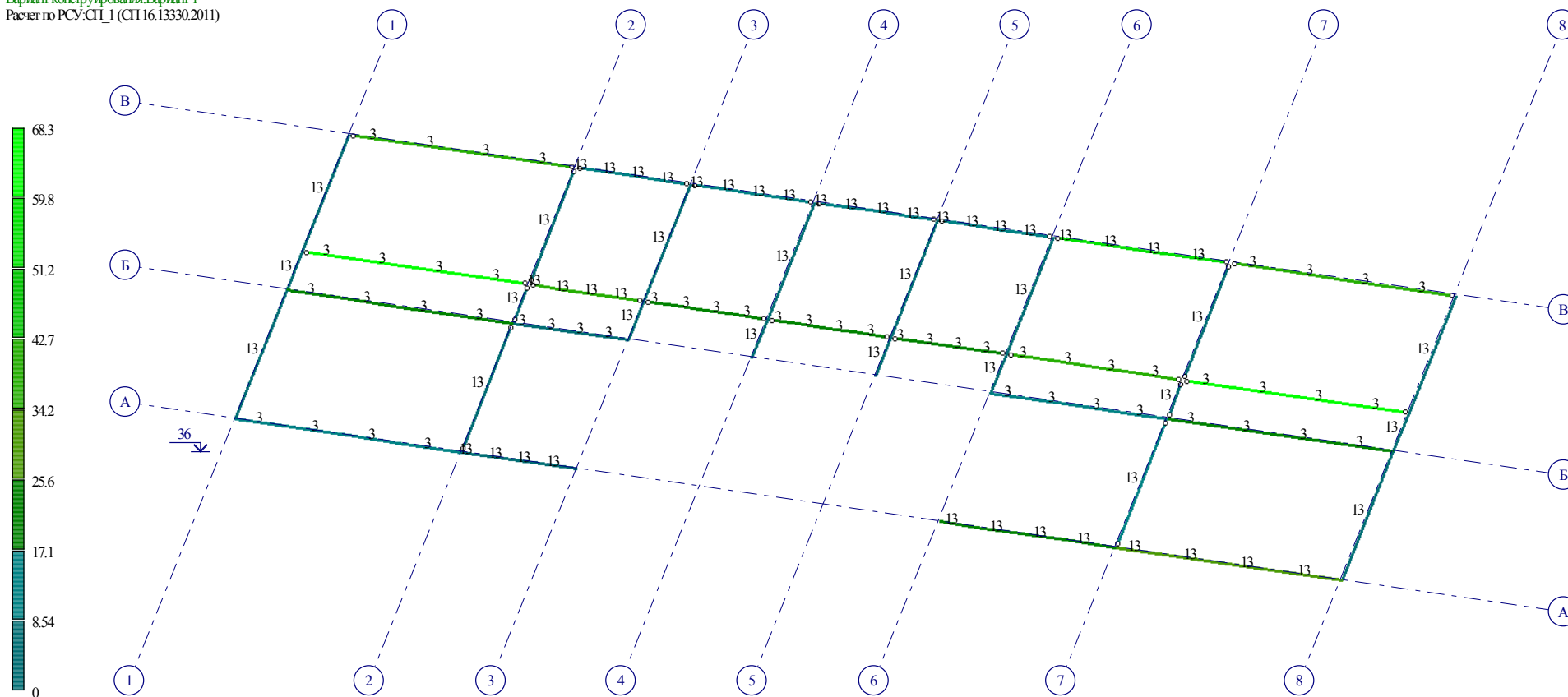


Рисунок – Вариант конструирования 1. Результат проверки по 1 предельному состоянию

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СТ_1 (СТ 16.13330.2011)



Отм+36.000

Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 2 предельному состоянию

Рисунок – Вариант конструирования 1. Результат проверки по 2 предельному состоянию

К_И_72466576

Лист
63

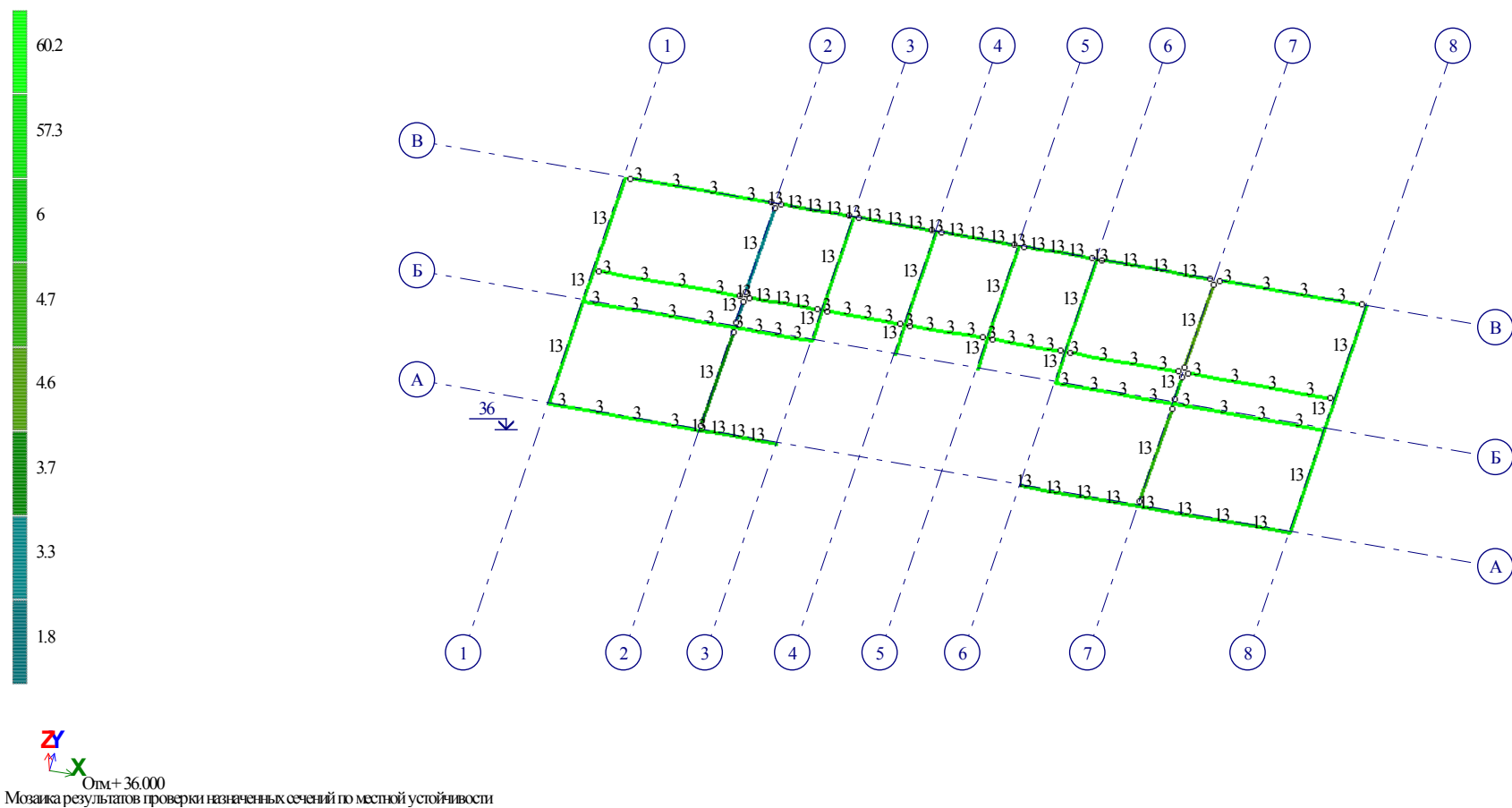


Рисунок – Вариант конструирования 1. Результат проверки по местной устойчивости

Вариант конструирования: Вариант 1
Расчет по РСН: СП 1 (СП 16.13330.2011)

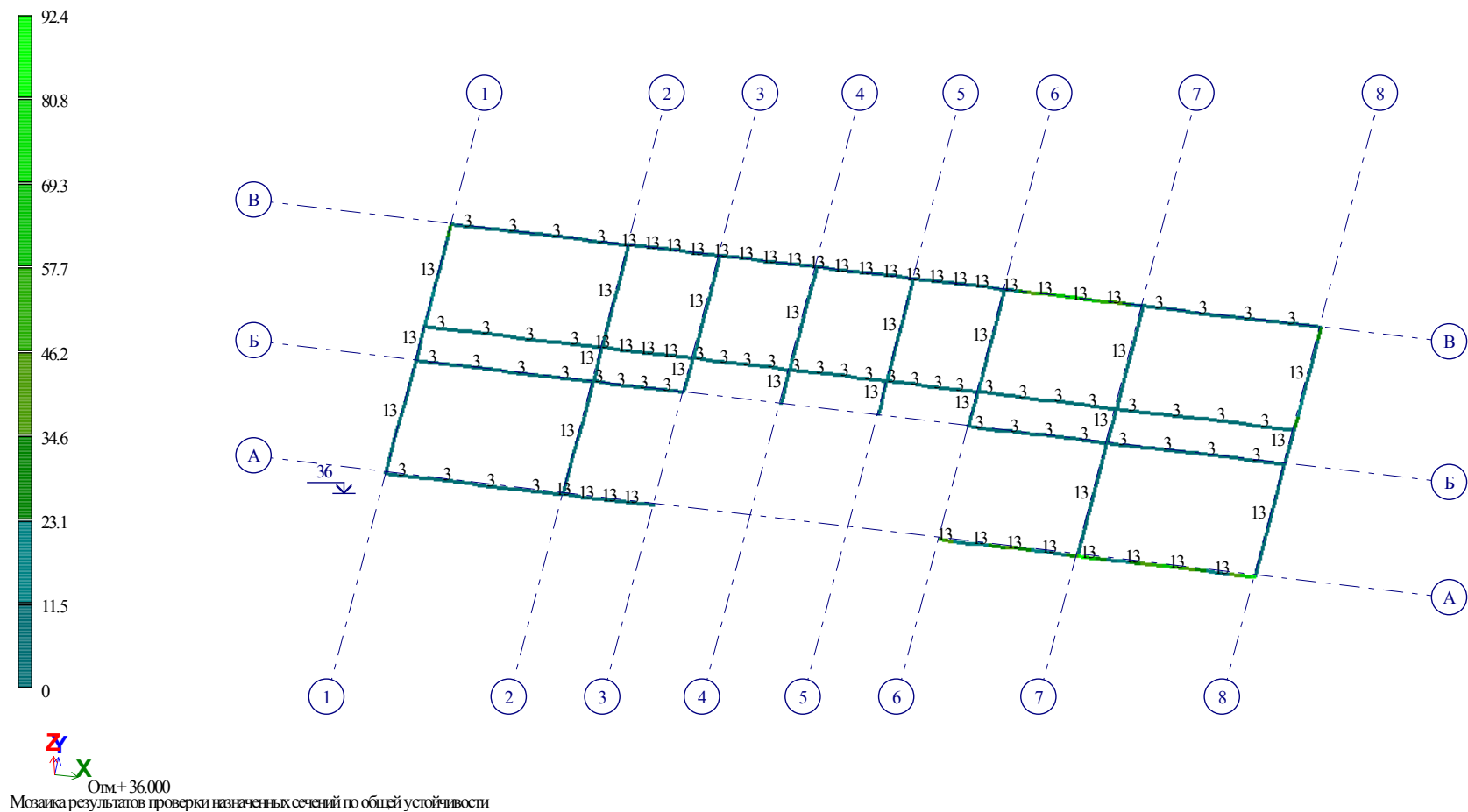


Рисунок – Вариант конструирования 1. Результат проверки по общей устойчивости

вес перекрытия
Мозаика q(площ.) вдоль оси Z(G)
Единицы измерения - т/м2

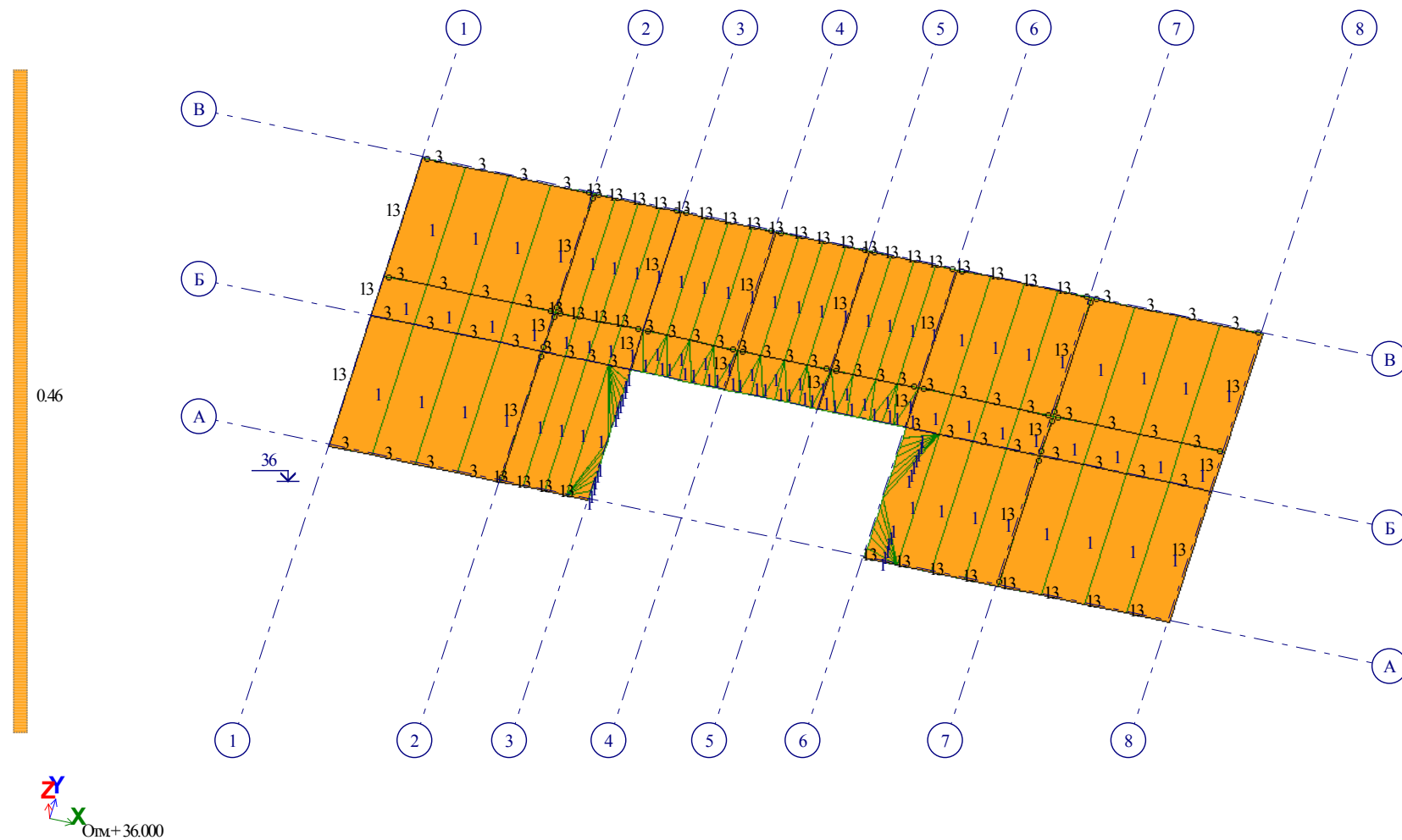


Рисунок – Мозаика q (по площади) веса перекрытия

Вес пола
Мозаика q(площ) вдоль оси Z(G)
Единицы измерения - т/м2

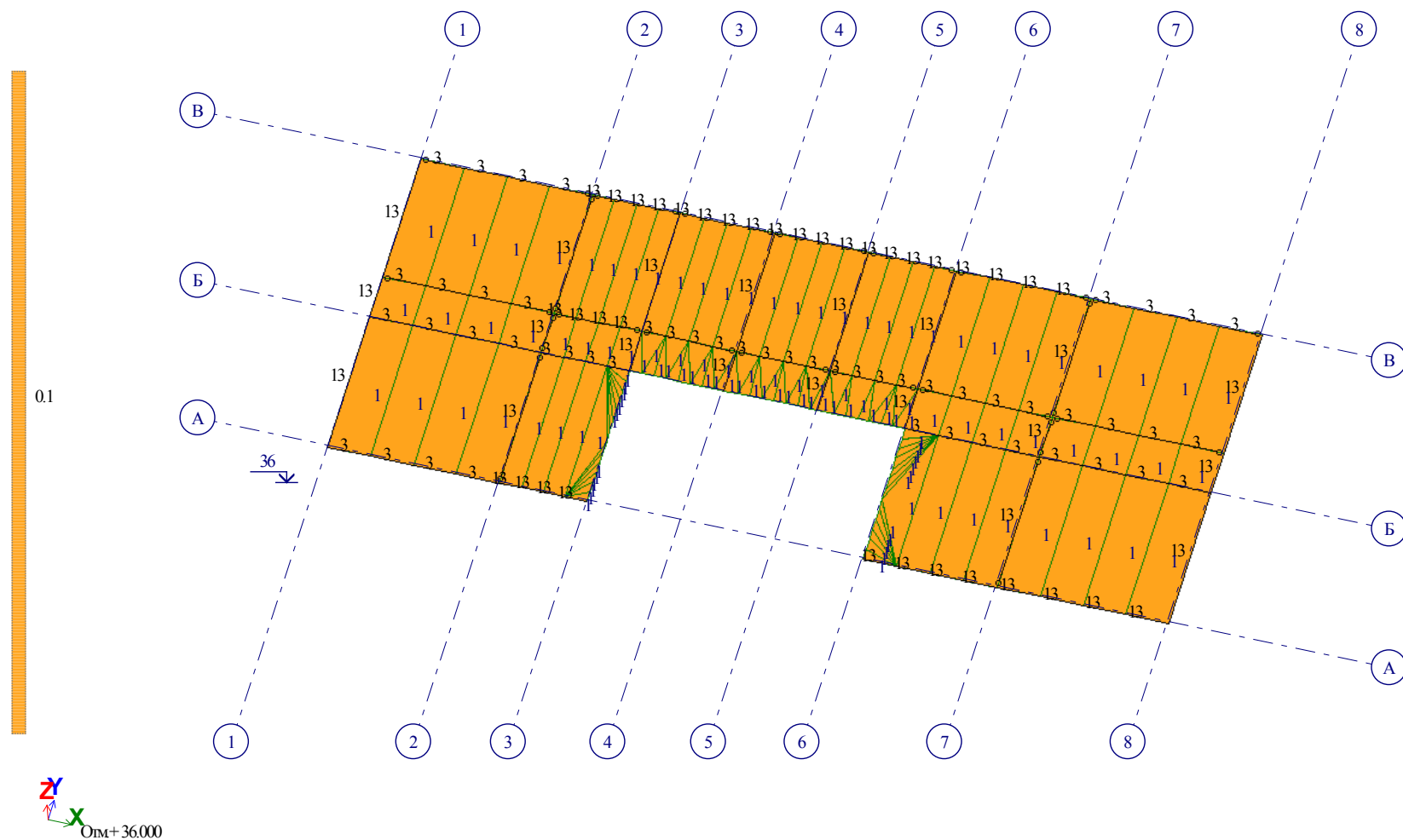


Рисунок – Мозаика q (по площади) веса пола

К_И_72466576

Лист
67

временная
Мозаика q (плот.) вдоль оси $Z(G)$
Единицы измерения - т/м²

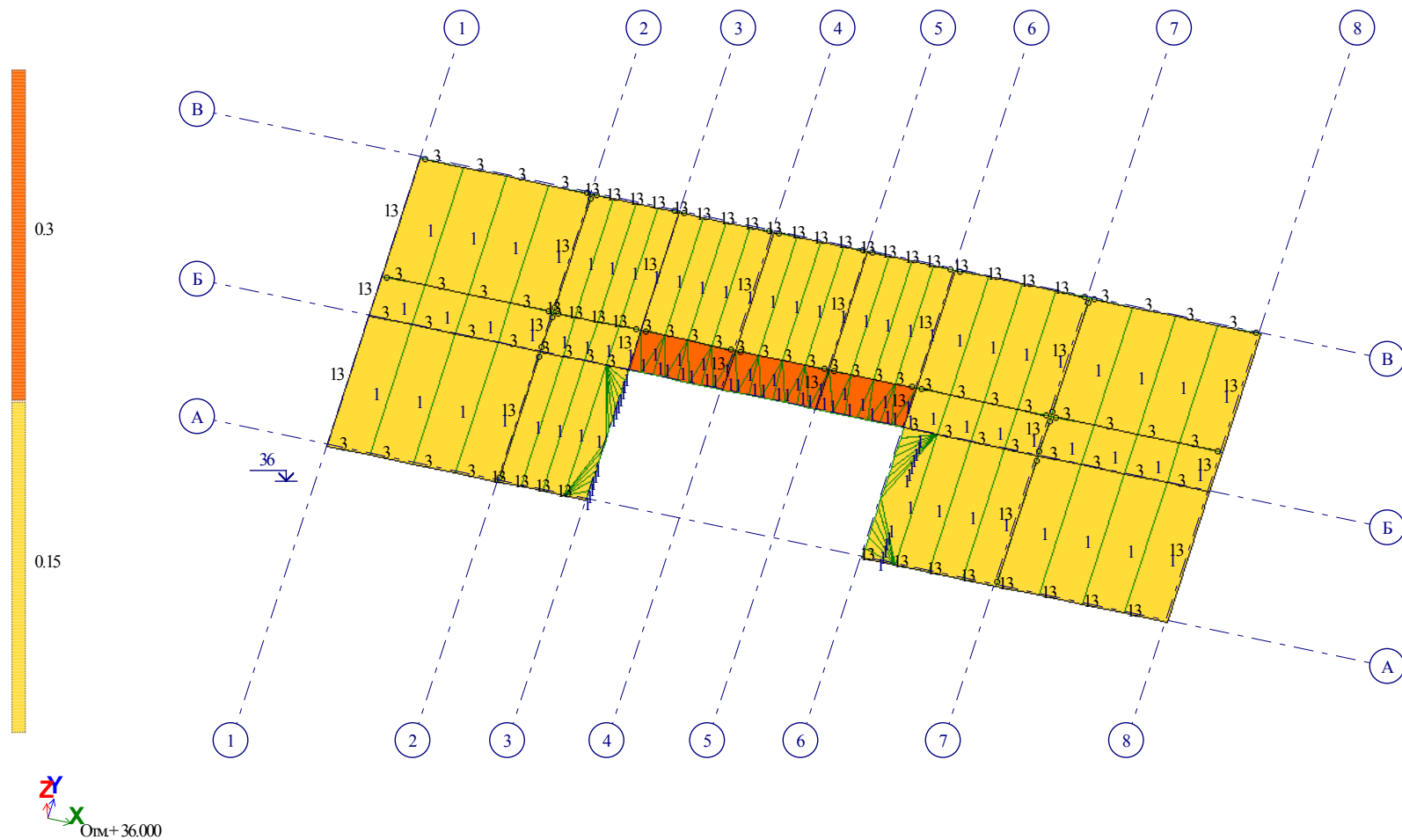


Рисунок – Мозаика q (по площади) временная нагрузка

Перегородки
Мозаика q(плоск) вдоль оси Z(G)
Единицы измерения - т/м2

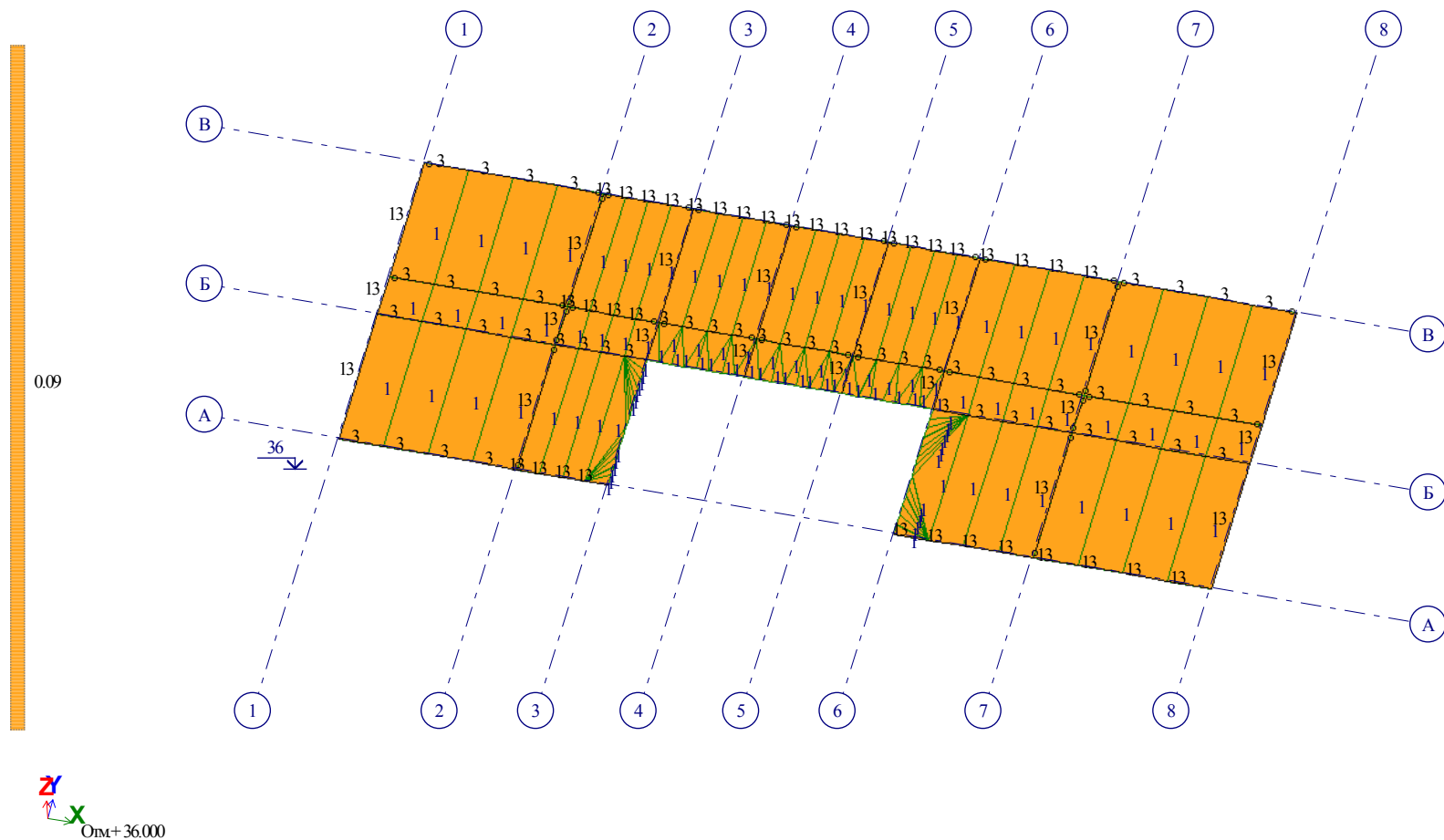


Рисунок – Мозаика q (по площади) вес перегородок

инженерное оборудование
 Мозаика q(площ.) вдоль оси Z(G)
 Единицы измерения - т/м2

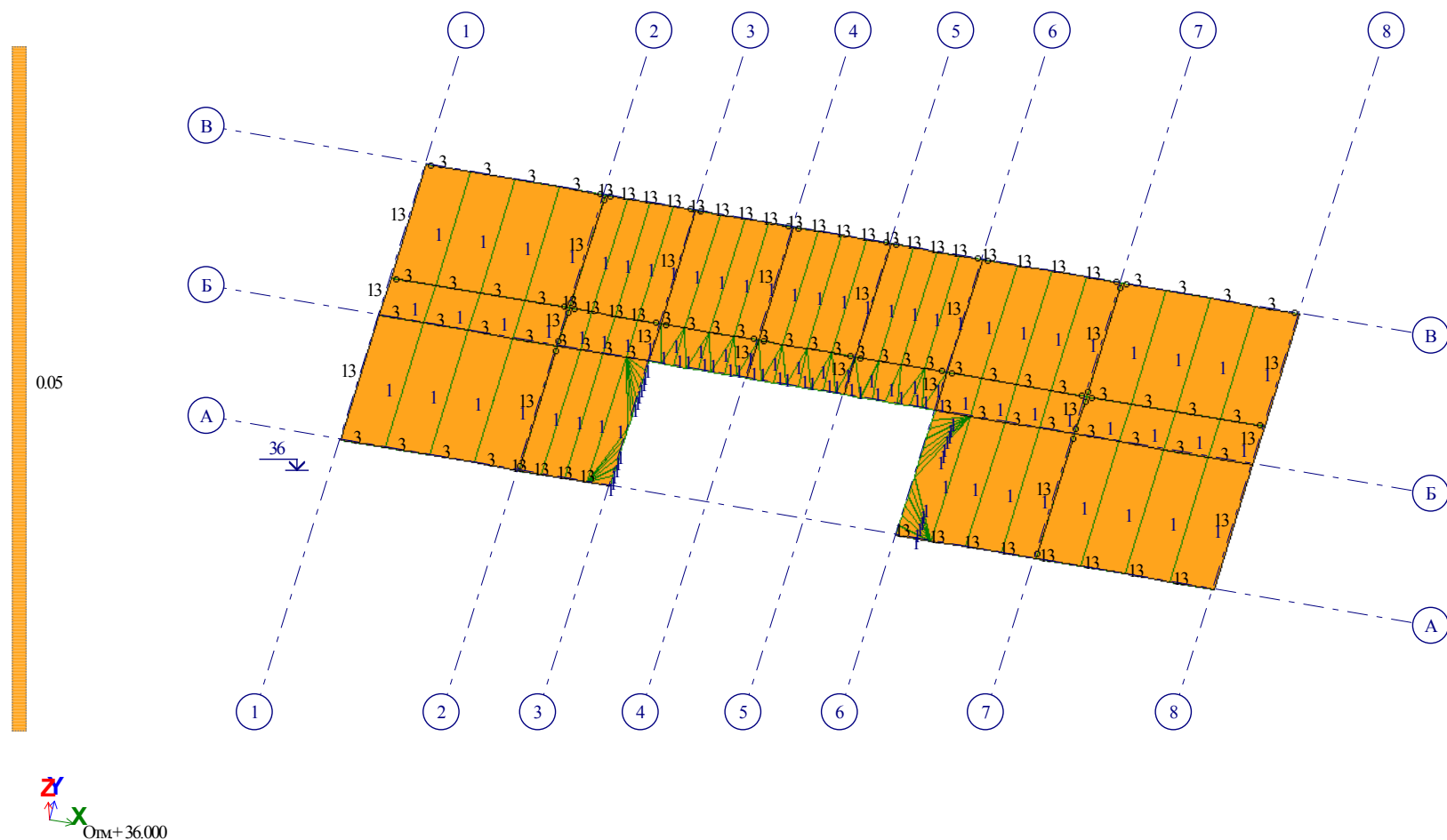


Рисунок – Мозаика q (по площади) вес инженерного оборудования

вес конструкции пола
 Мозаика q (плоск) вдоль оси $Z(G)$
 Единицы измерения - т/м²

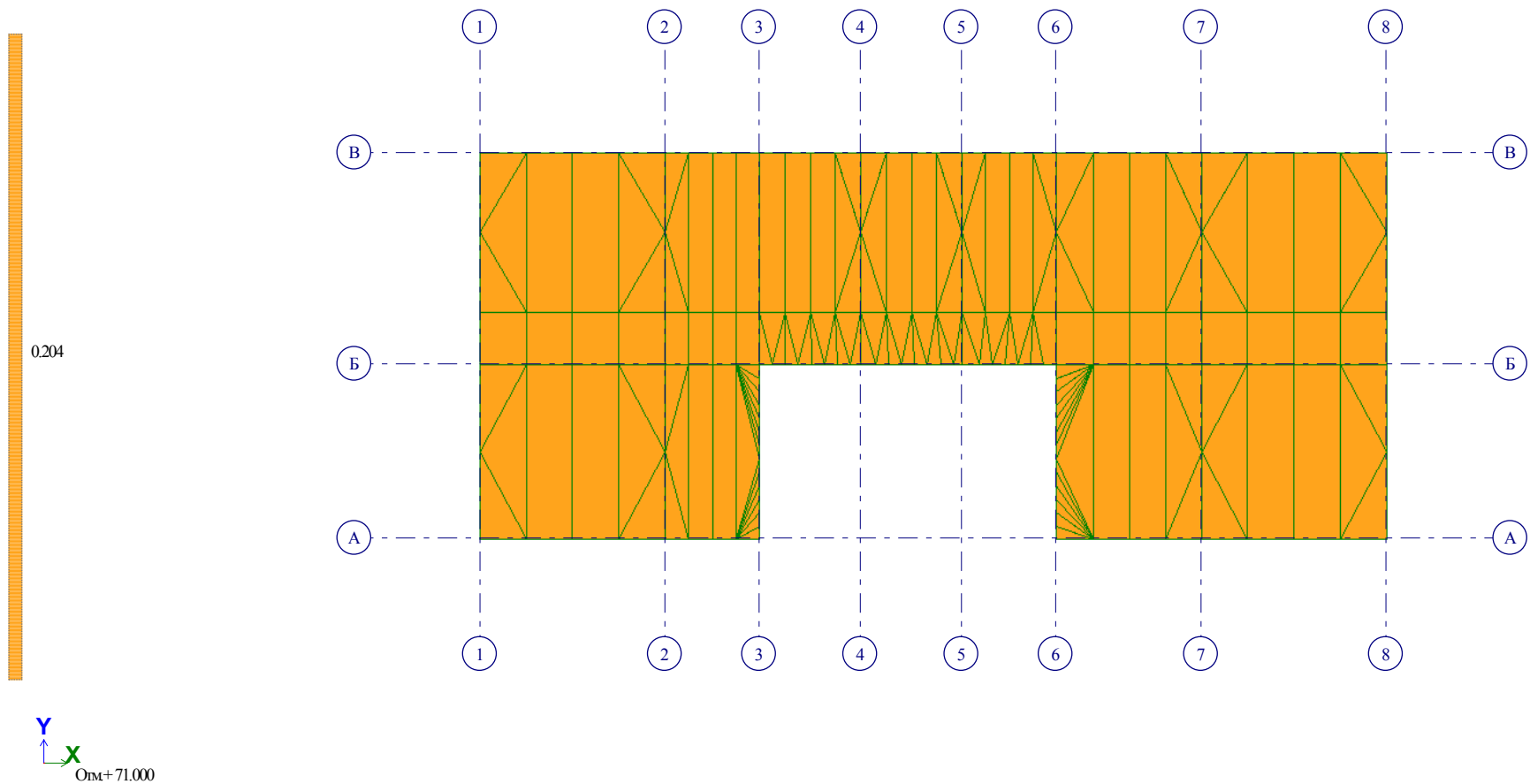


Рисунок – Мозаика q (по площади) вес конструкции пола

К_И_72466576

Лист
71

полезная нагрузка
Мозаика q (плотн) вдоль оси Z(G)
Единицы измерения - т/м2

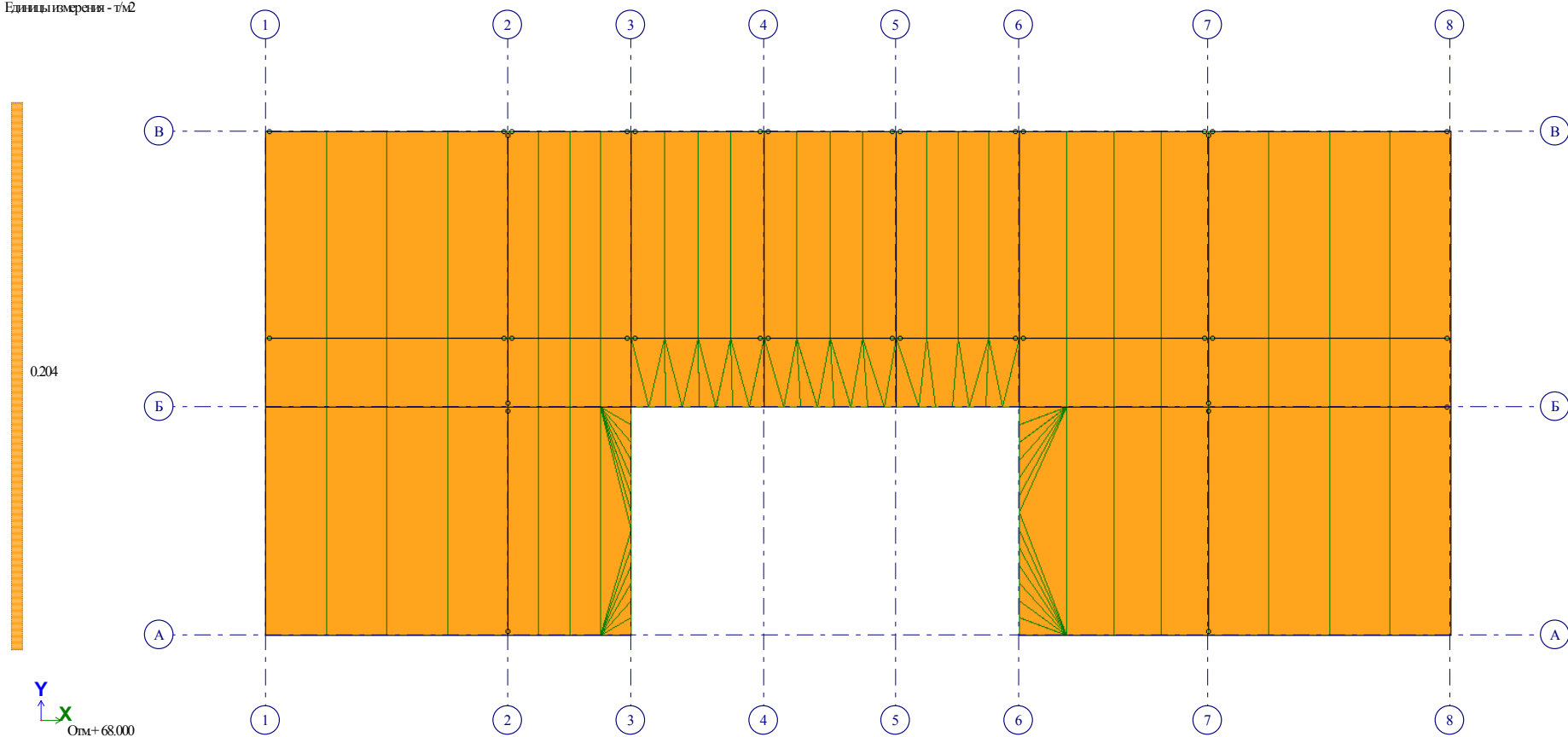


Рисунок – Мозаика q (по площади) полезная нагрузка

подвесной потолок
 Мозаика q (плотн) вдоль оси Z(G)
 Единицы измерения - т/м2

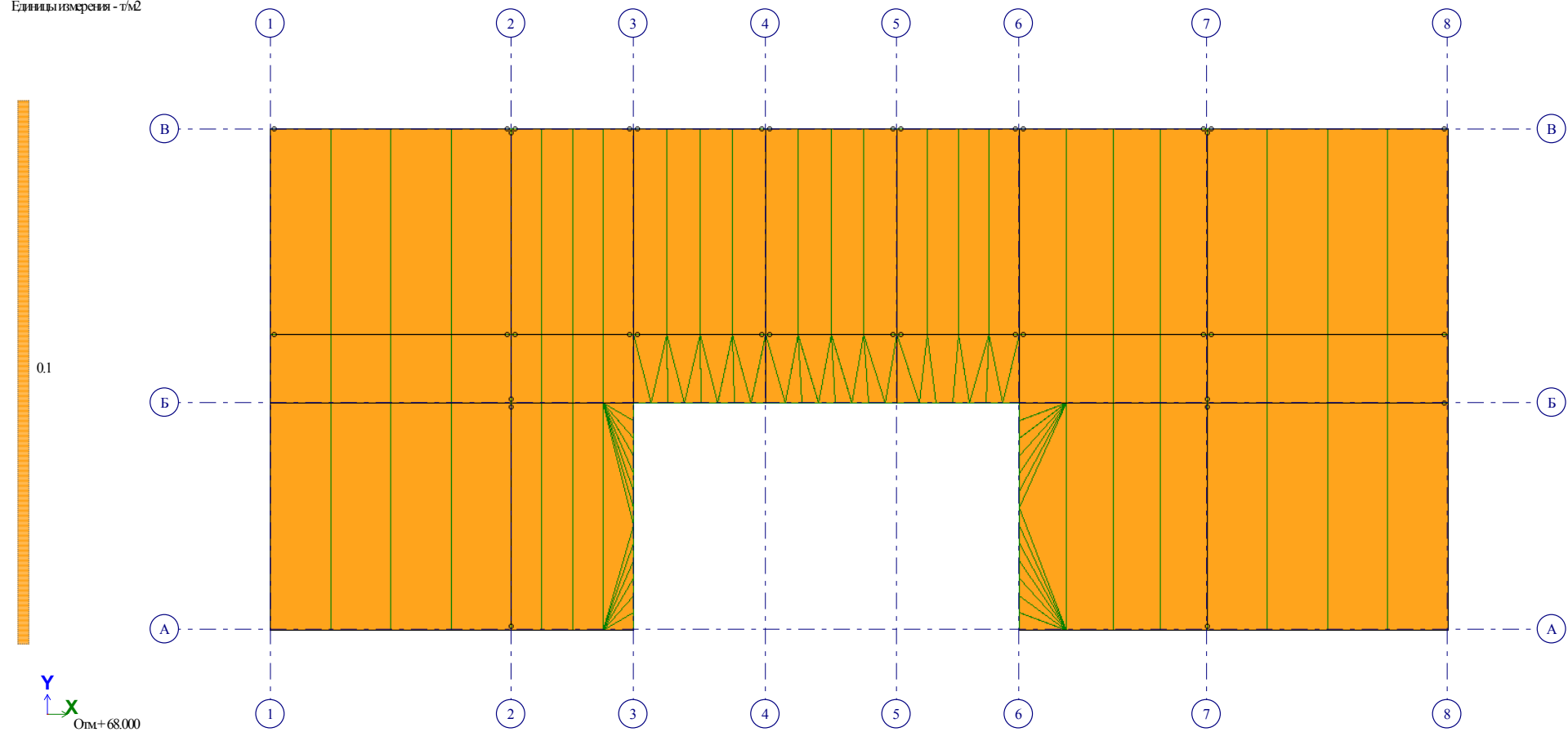


Рисунок – Мозаика q (по площади) вес подвесного потолка

Все плиты перекрытия

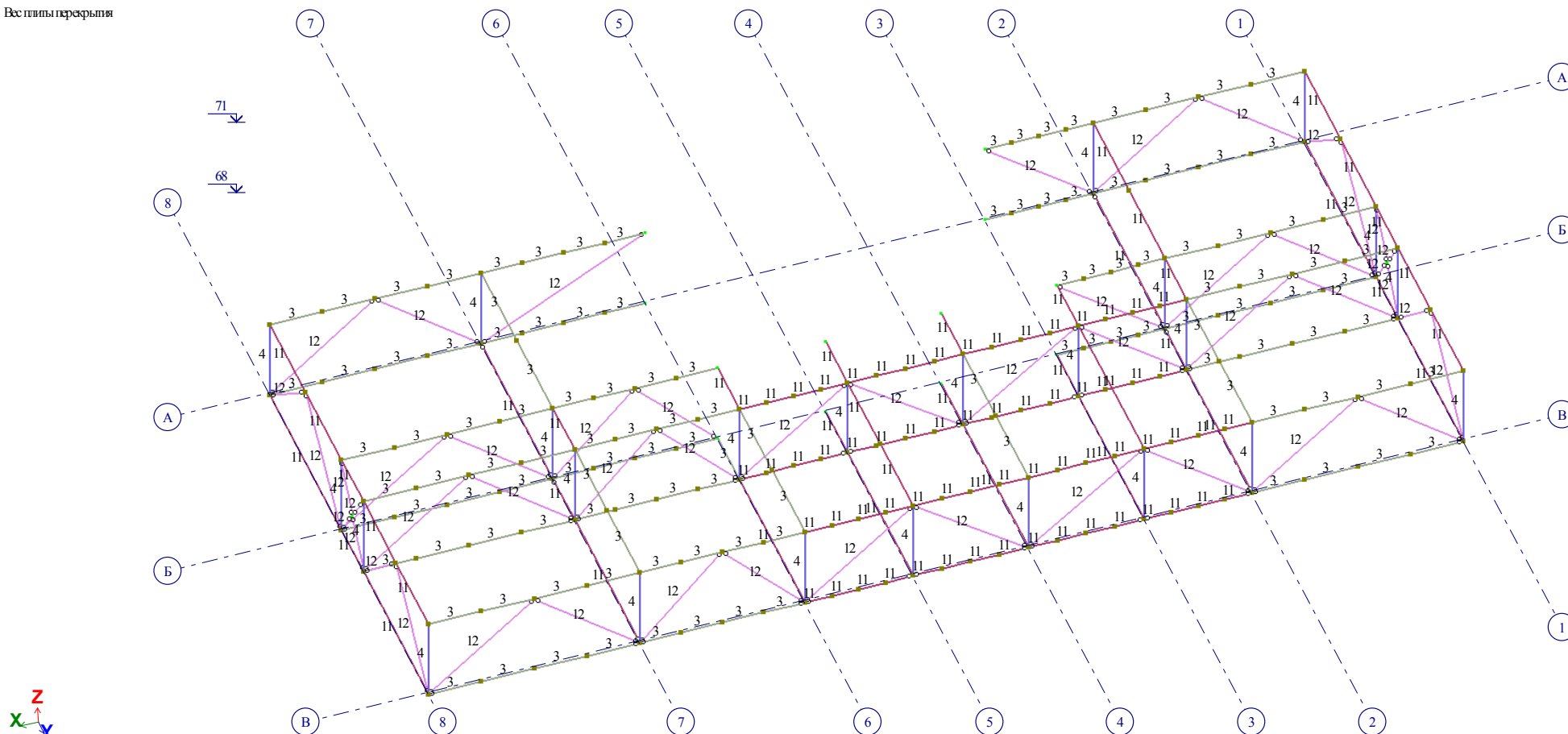


Рисунок – Типы жесткостей аутриггерной системы

РСН(СП20.13330.2016_1)
Мозаика N
Единица измерения - т

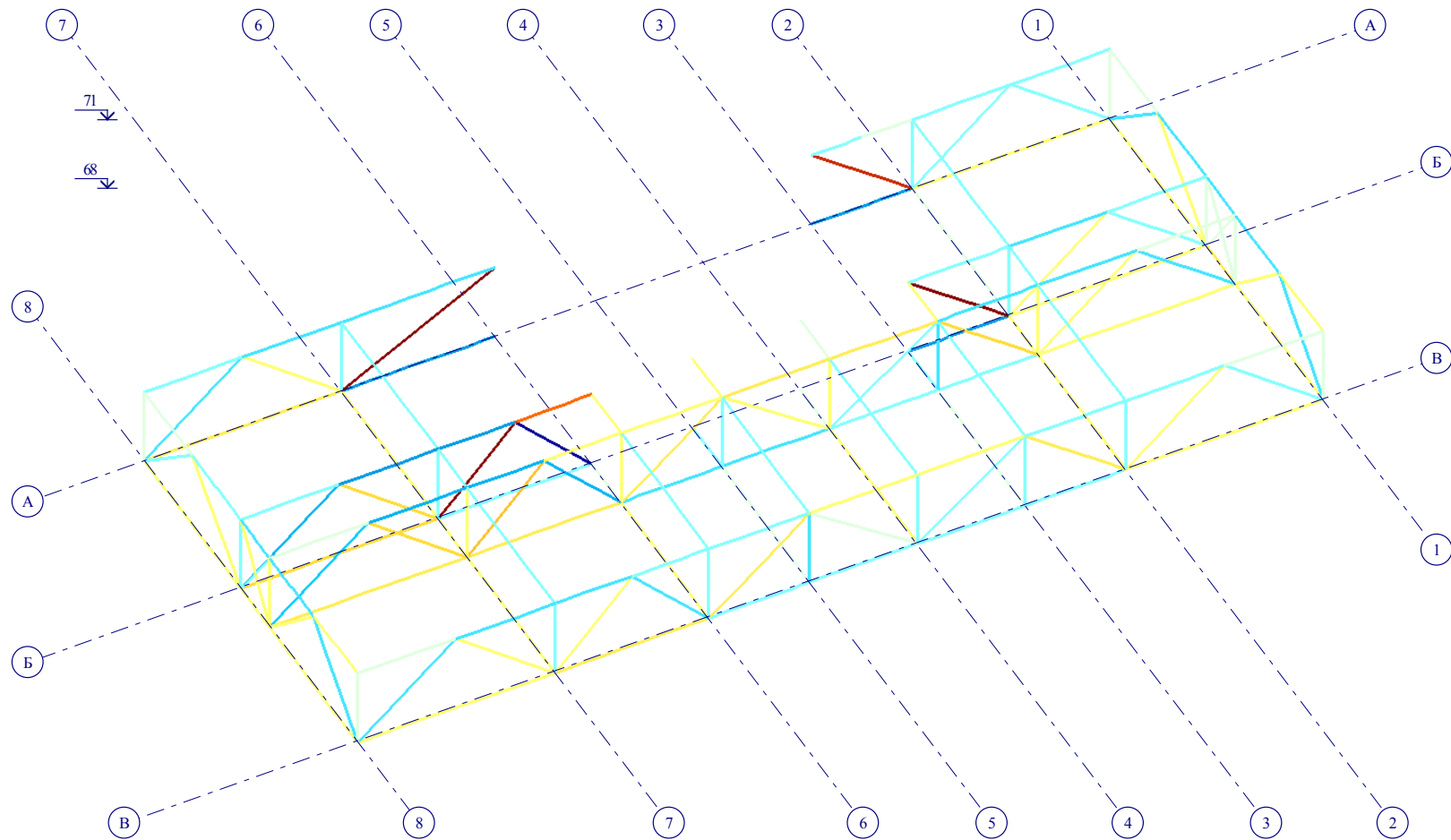
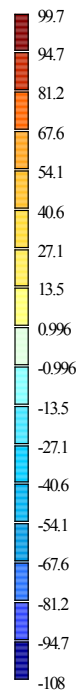


Рисунок – Мозаика N

К_И_72466576

Лист
75

РСН(СТ.20.13330.2016_1)
 Мозаика Мх
 Единицы измерения - т*м

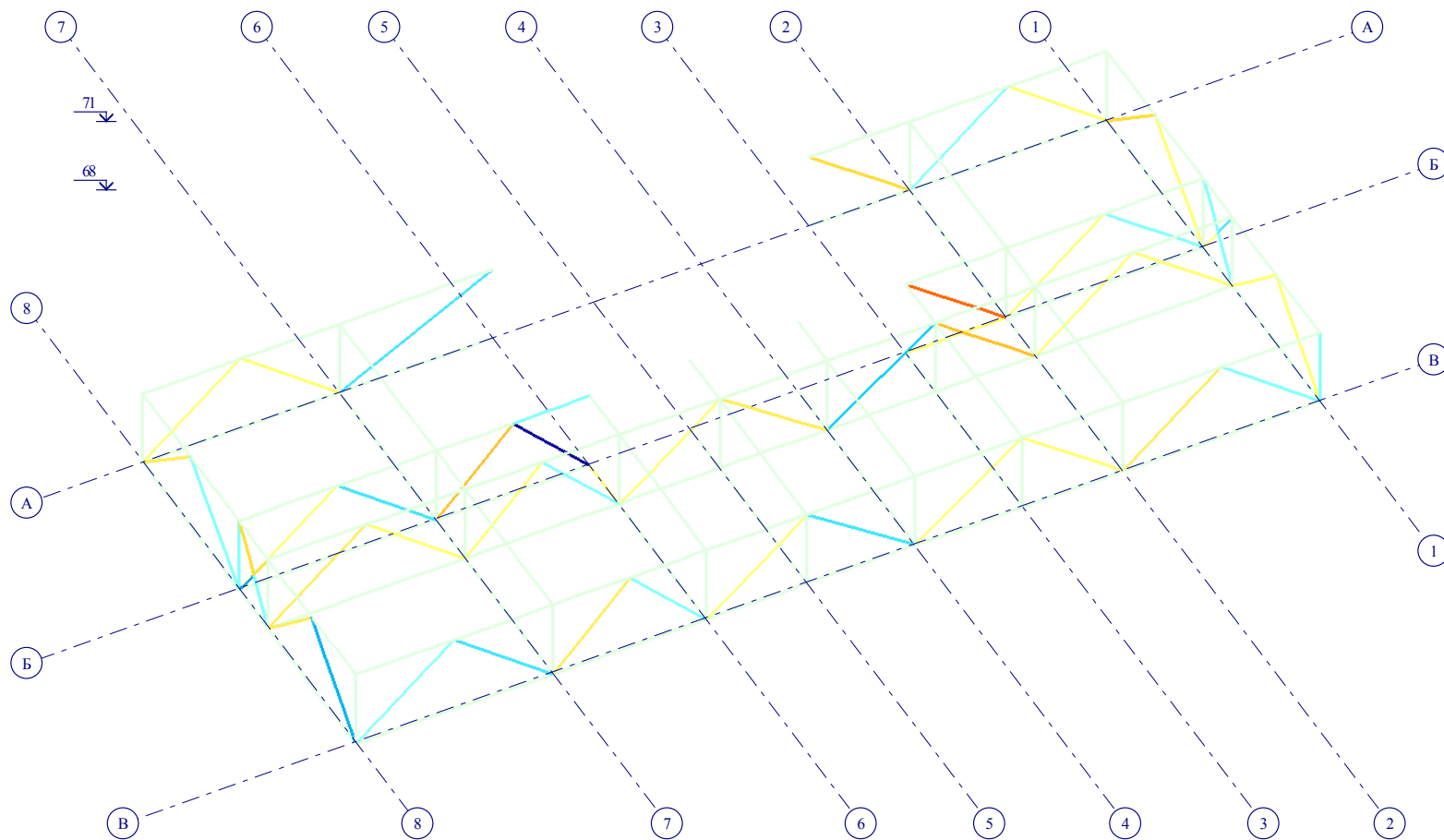
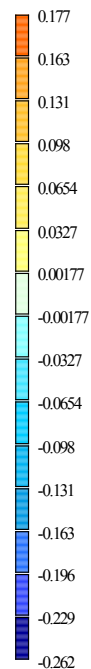


Рисунок – Мозаика Мх

РСН(СП.20.13330.2016_1)
 Мозаика Му
 Единица измерения - т*м

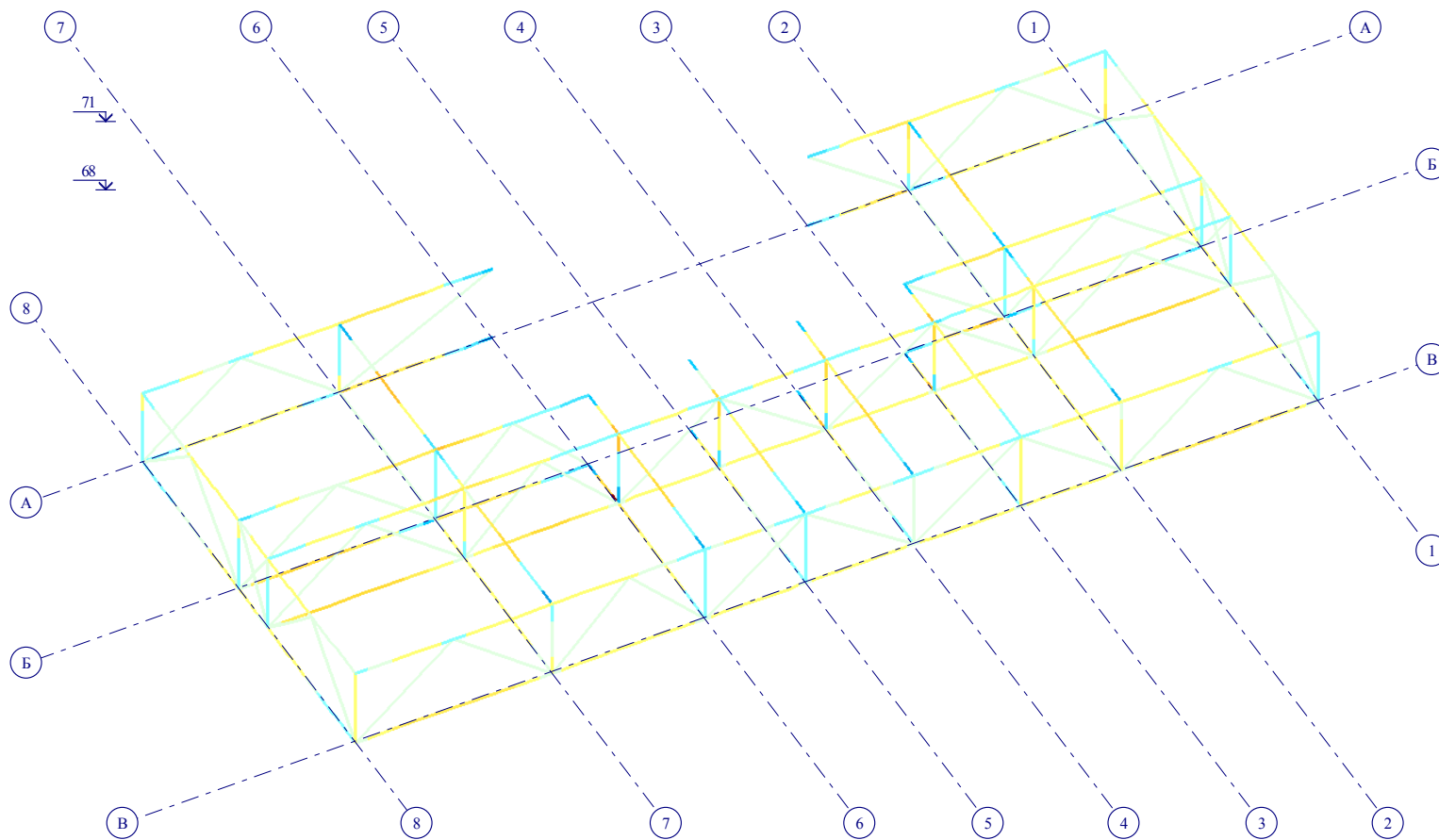
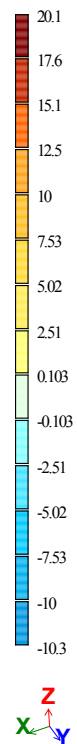


Рисунок – Мозаика Му

РСН1(СП20.13330.2016_1)
Мозаика Qy
Единицы измерения - т

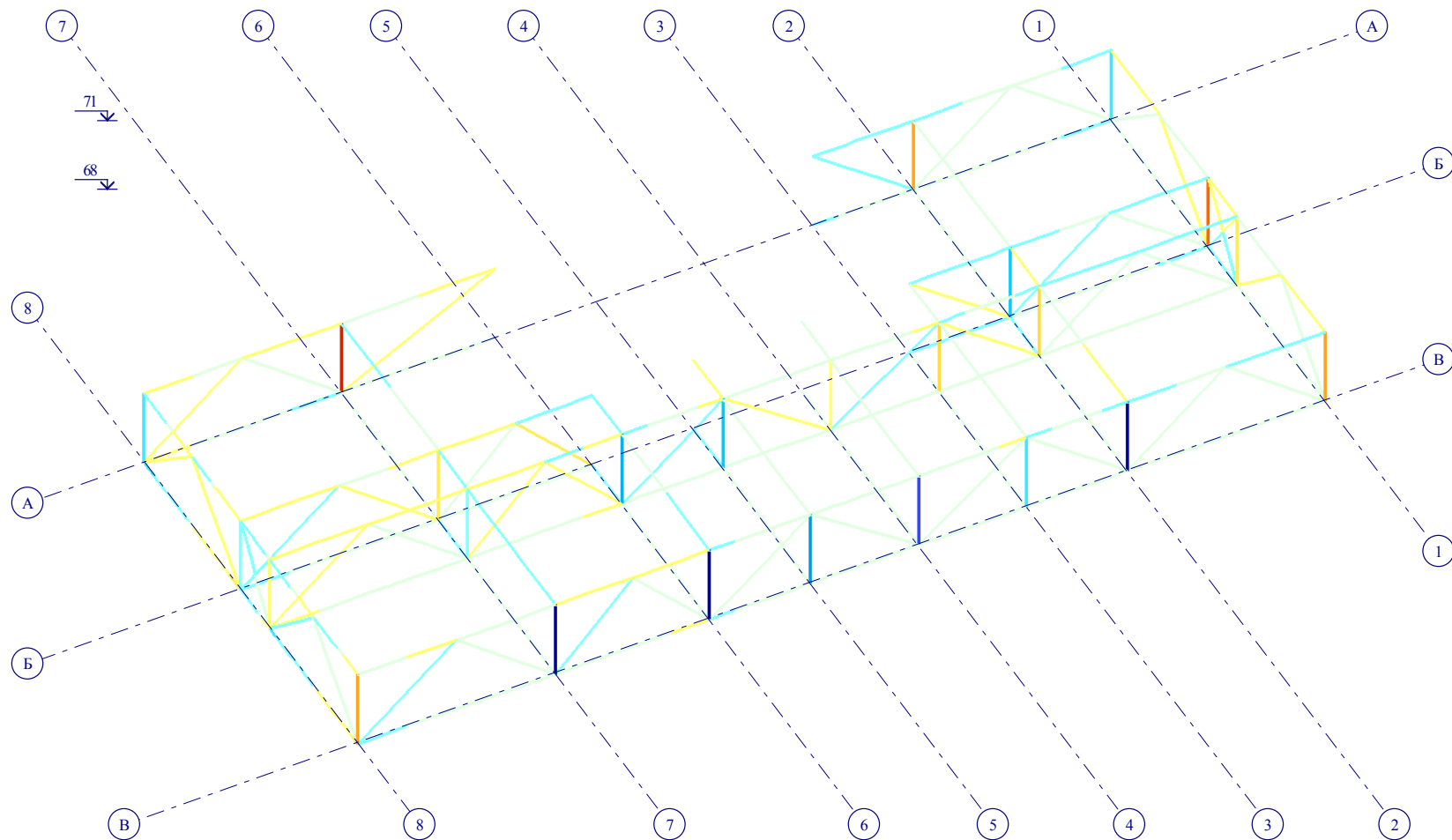
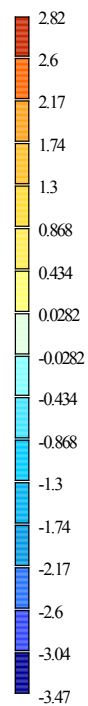


Рисунок – Мозаика Qy

К_И_72466576

Лист
78

РЧН(СТ 20.13330.2016_1)
 Мозаика Qz
 Единицы измерения - т

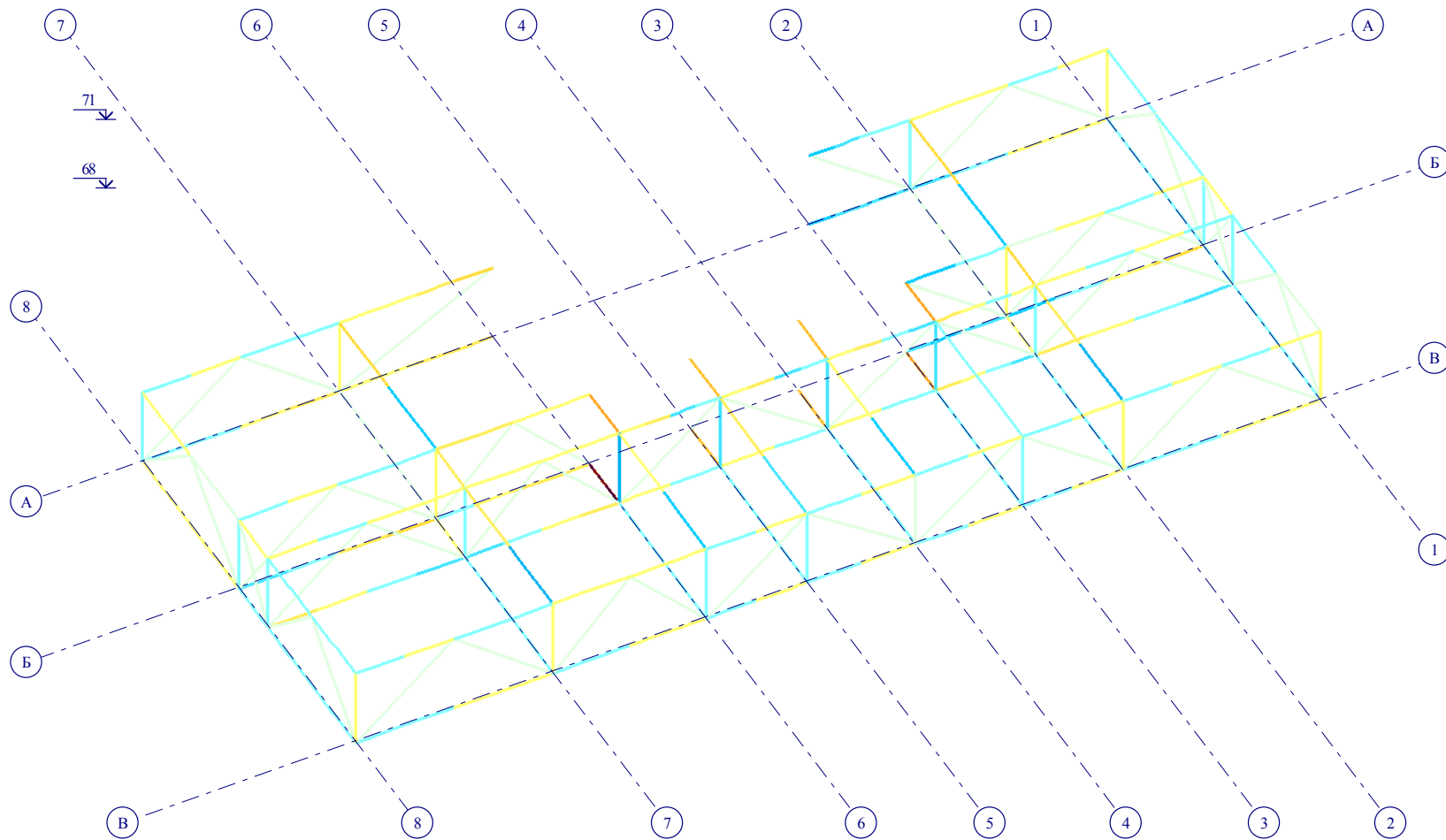
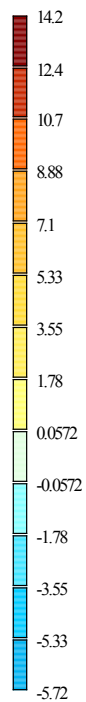


Рисунок – Мозаика Qx

К_И_72466576

Лист
 79

РСН(СТ120.13330.2016_1)
Мозаика Mz
Единицы измерения - т*м

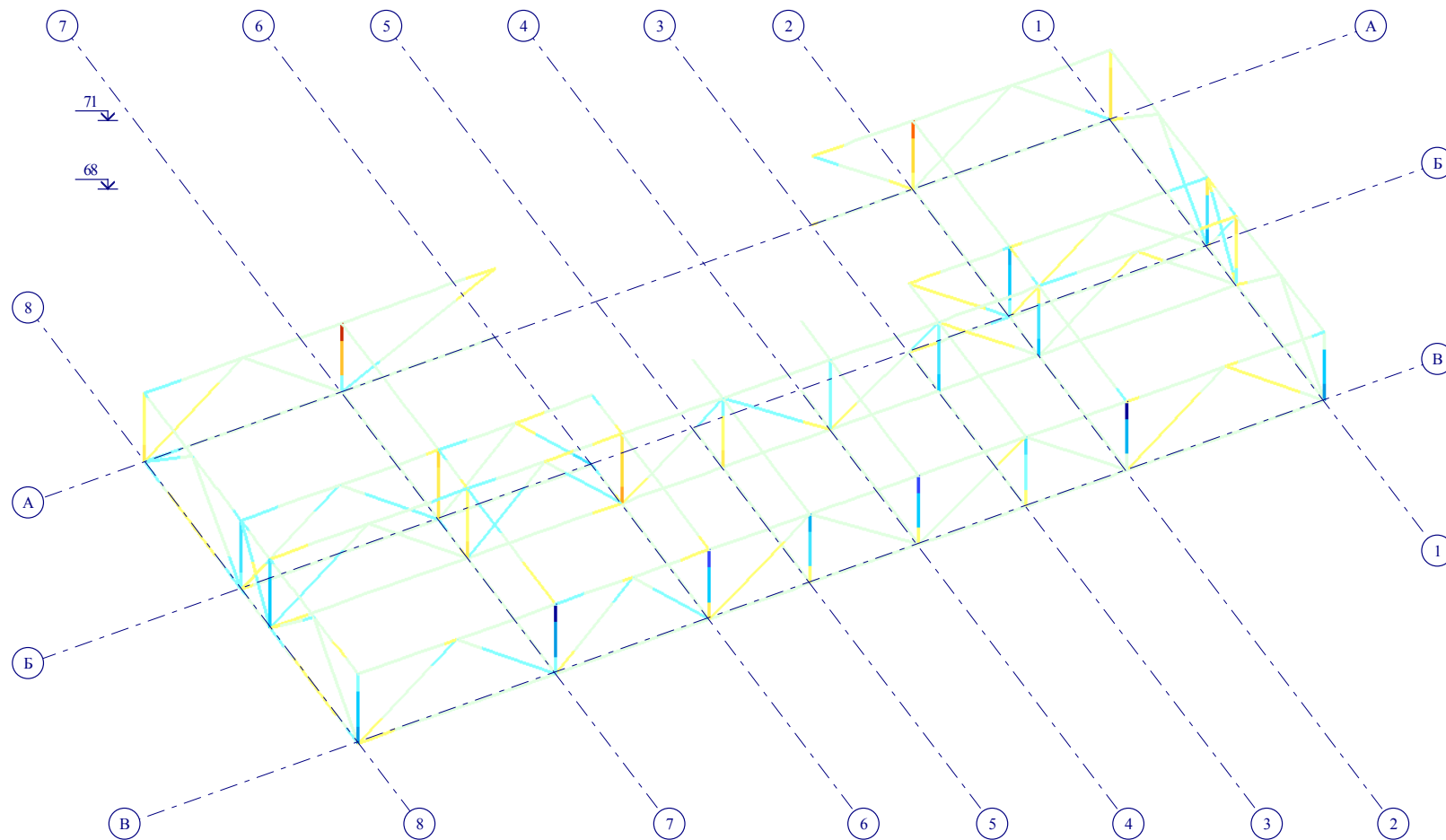
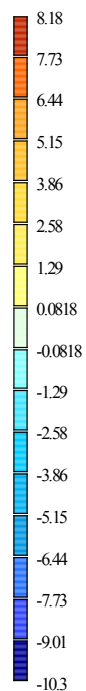


Рисунок – Мозаика Mx

К_И_72466576

Лист
80

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СТ 1 (СТ 16.13330.2011)

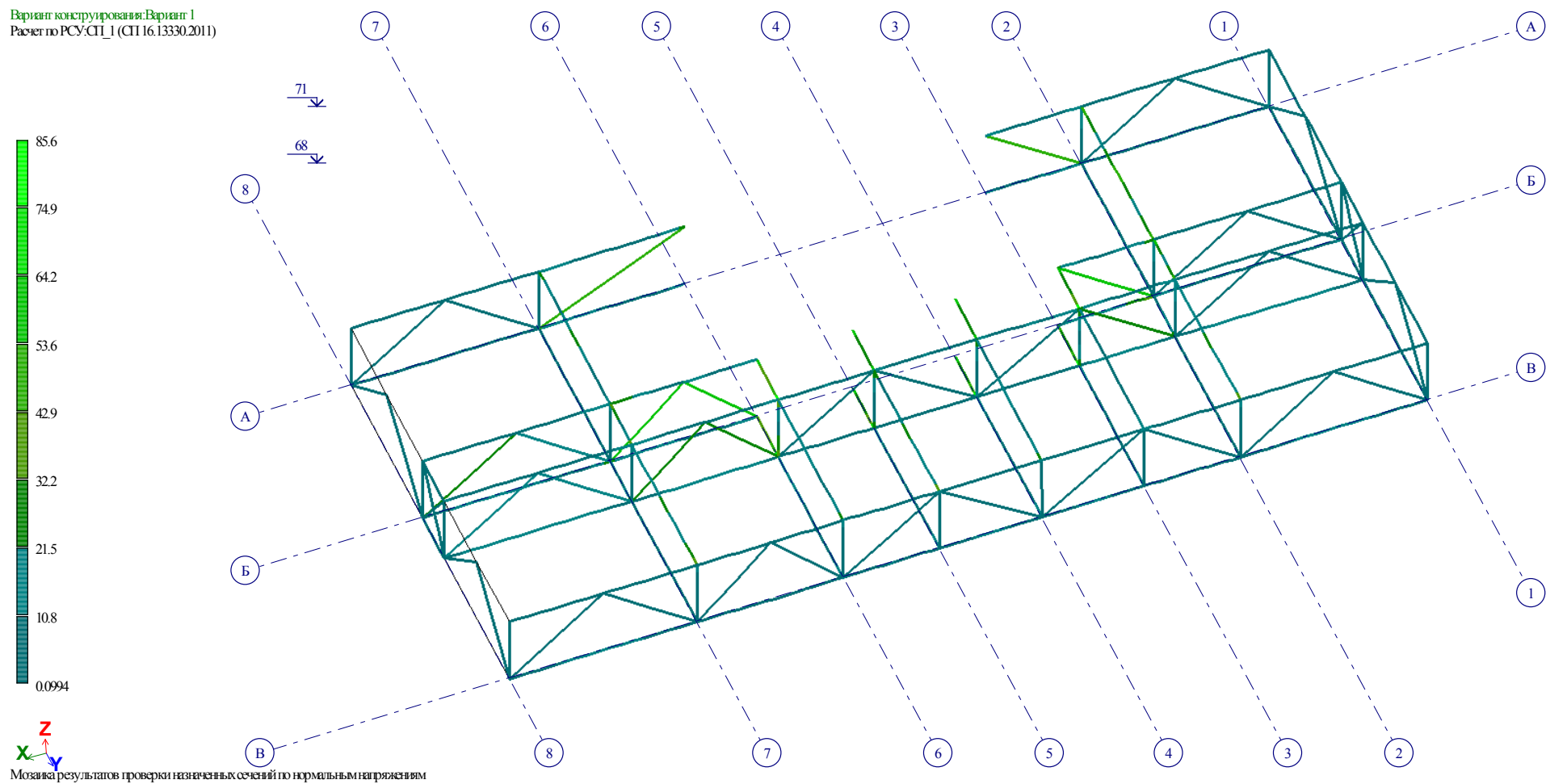


Рисунок – Мозаика результатов проверки назначенных сечений по нормальным напряжениям

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН/СП 1 (СП 16.13330.2011)

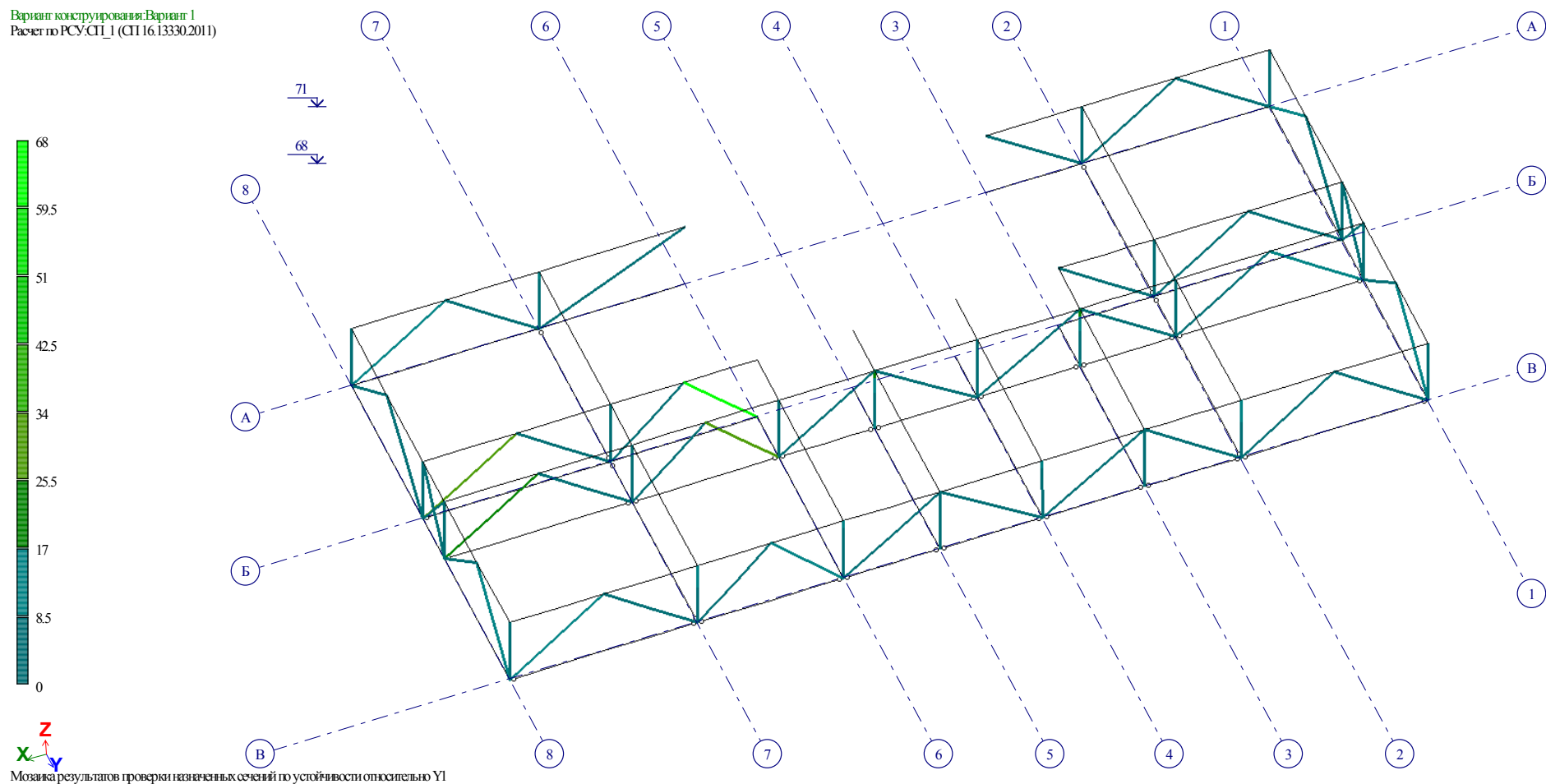


Рисунок – Мозаика результатов проверки назначенных сечений по устойчивости относительно Y1

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН:СП_1 (СП 16.13330.2011)

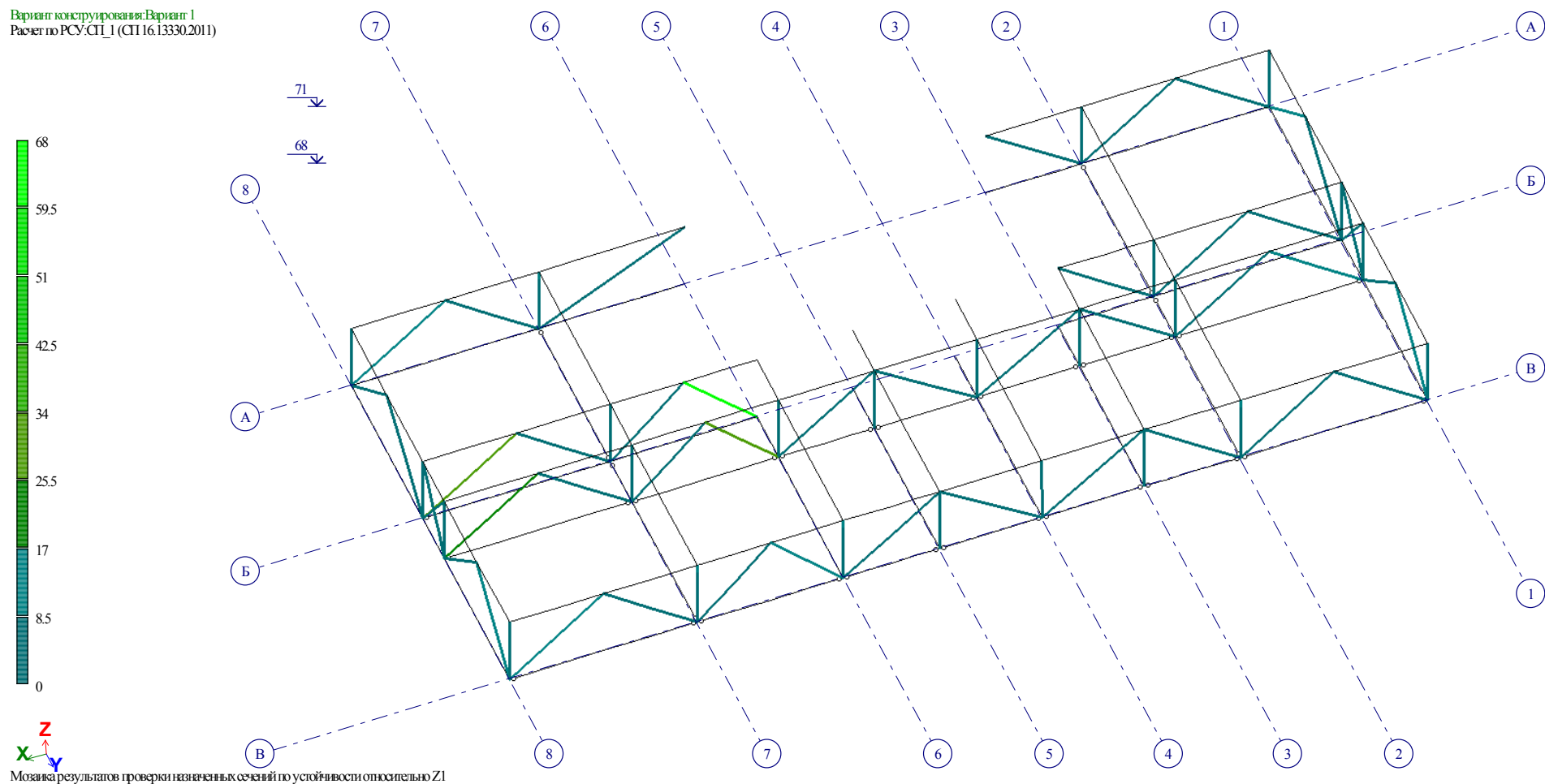


Рисунок – Мозаика результатов проверки назначенных сечений по устойчивости относительно Z1

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СП 1 (СП 1.6.13330.2011)

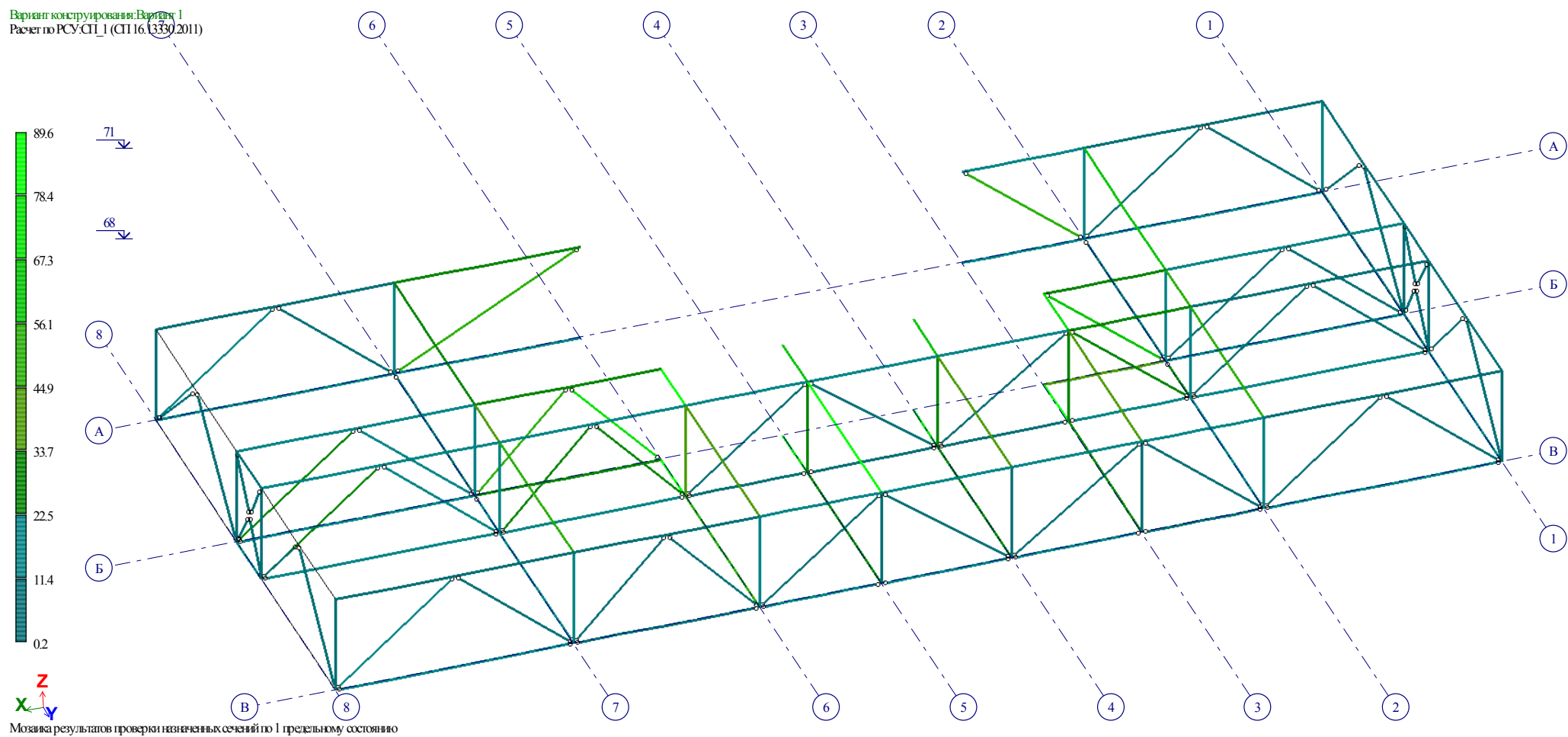


Рисунок – Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 1 предельному состоянию

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СП 1.1 (СП 16.133.30.2011)

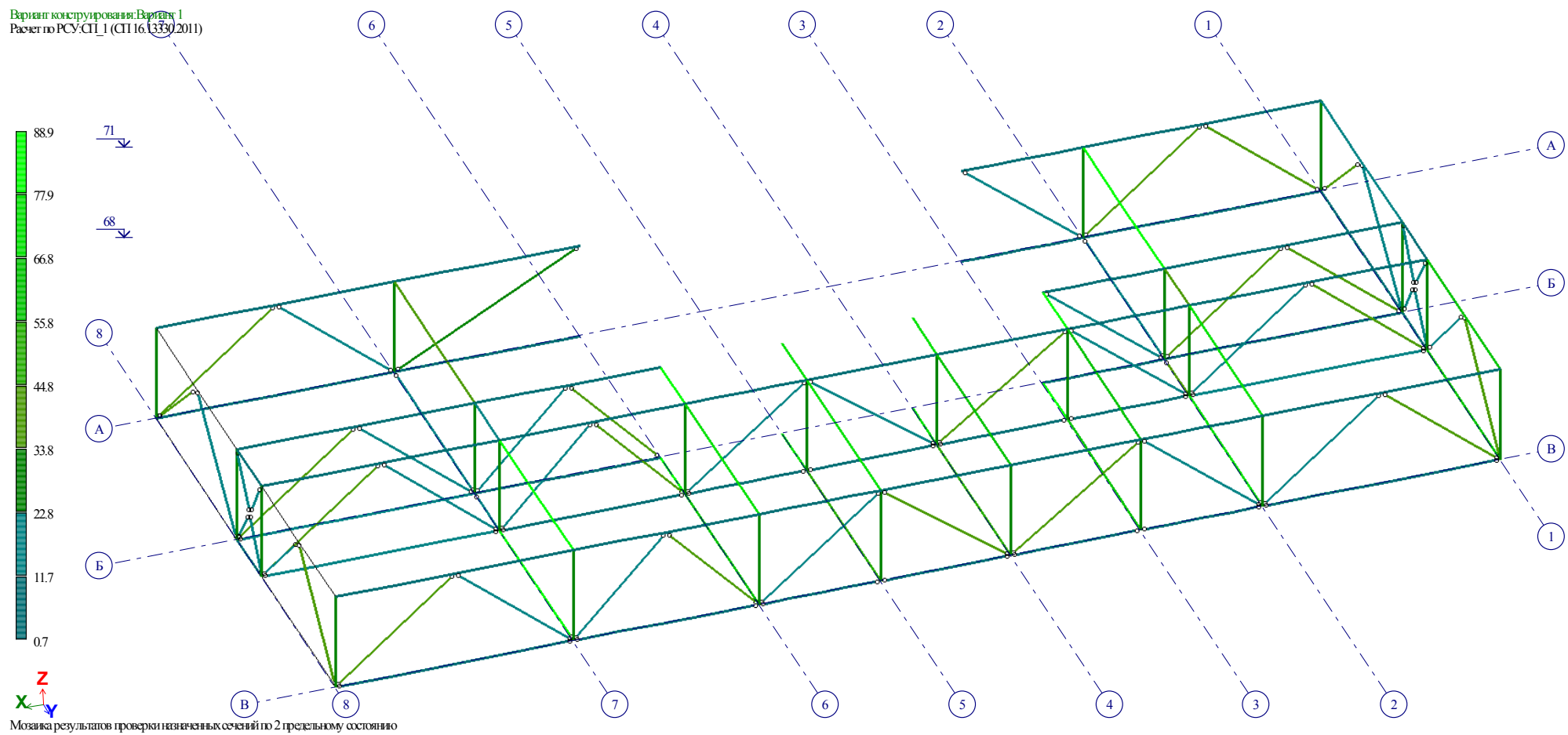


Рисунок – Мозаика результатов проверки назначенных сечений по 2 предельному состоянию

Вариант конструирования: Вариант 1
Расчет по РСН:СП_1 (СП 16.13330.2011)

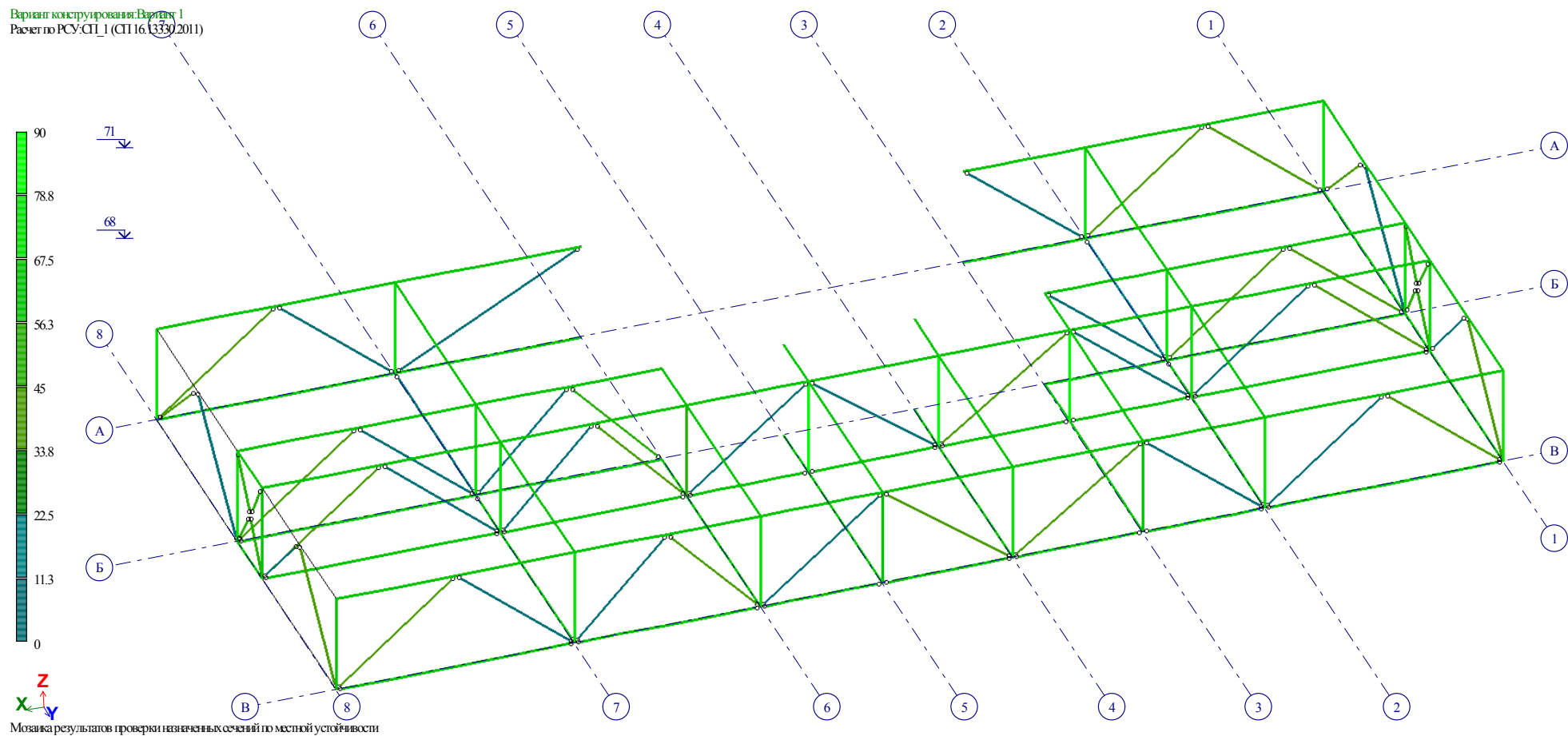


Рисунок – Мозаика результатов проверки назначенных сечений по местной устойчивости

Вариант конструирования: Вариант 1
 Расчет по РСН: СП 16.13330.2011)

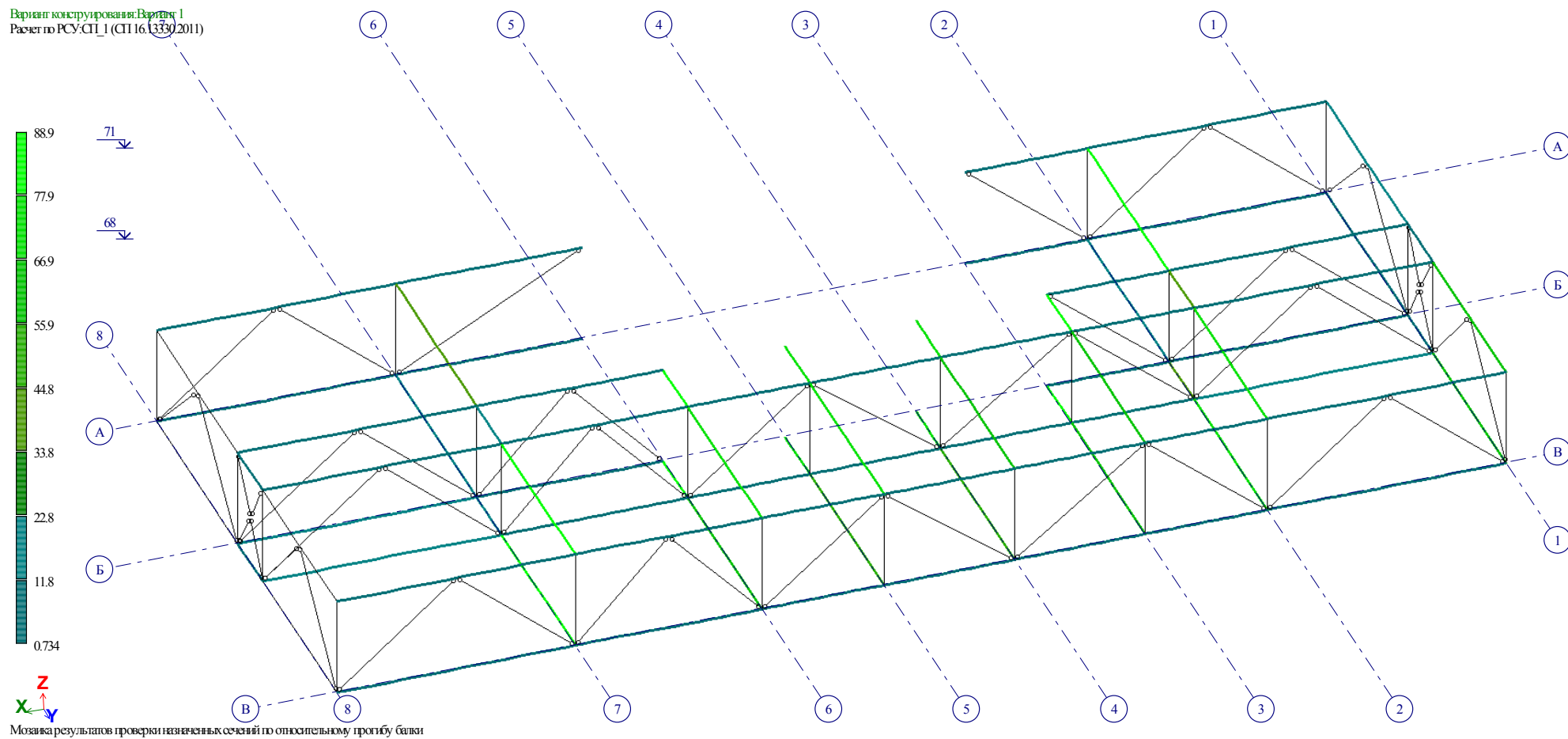
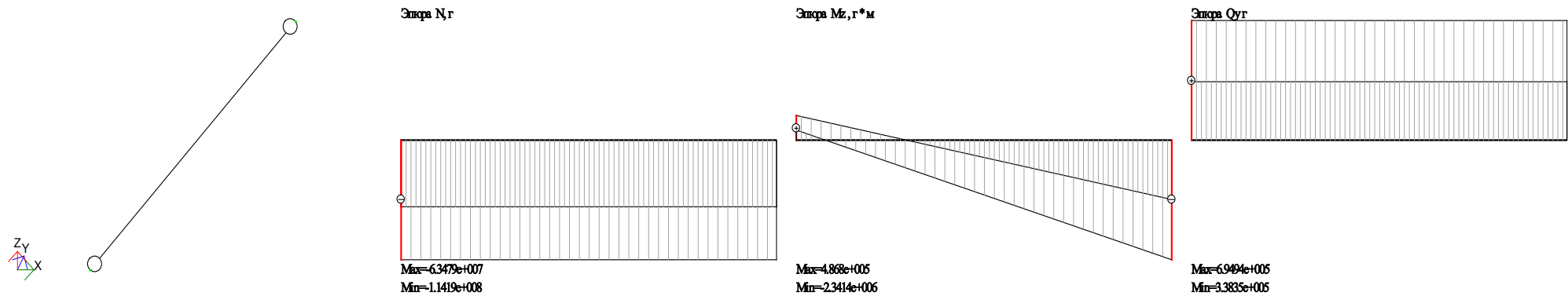


Рисунок – Мозаика результатов проверки назначенных сечений по относительному прогибу балки



Идентификатор: Версия 3.0, дата 20_04_01, уст.
Элемент 18629

ограничения							
Ymax		Zmax	Ymin		Zmin	twmin	
3.00		3.00	0.01		0.01	0.00	
расчетная длина		тип элемента		коэф-ты усл. раб.		коэфф. надежности	
отн. Y1	отн. Z1	связный пояс или опорный раскос		по проч.	по усл.	1.00	
4.07	4.07			1.00	1.00		

Результаты проверки

Сечение	1. Профиль "Молочко" 200x8									
Профиль	200x8									
Сталь	С345; ГОСТ 27772-88; Сталь по СП 16.13330.2011, лист и фасон									
Сортмент	Квадратные трубы. Импортированы из Tekla.									
проценты использования по СПС										
по норм.	усл.отн.Y1			усл.отн.Z1			F _t мин.	усл.стенки		усл.полок
59.1	68.0			68.0			0.87	55.8		55.8
проценты использов.по СПС				сводные%/использов.				наг.ребер/ шпанок		
гибк. отн.Y1		гибк. отн.Z1		СПС		СПС				
37.7		37.7		68.0		37.7		55.8		нет
Проверка	Определяющие усилия									
	№	КЭ	сеч.	N, г	M _y , г*м	Q _z , г	M _z , г*м	Q _y , г	Состав	Критерий
по норм.	2	18629	1	-114191376.000	0.000	0.000	486802.031	694939.125	1+2+3+4+5+6+7...	2
усл.отн.Y1	2	18629	1	-114191376.000	0.000	0.000	486802.031	694939.125	1+2+3+4+5+6+7...	2
усл.отн.Z1	2	18629	1	-114191376.000	0.000	0.000	486802.031	694939.125	1+2+3+4+5+6+7...	2
усл.стенки	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
усл.полок	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
гибк. отн.Y1	2	18629	1	-114191376.000	0.000	0.000	486802.031	694939.125	1+2+3+4+5+6+7...	2
гибк. отн.Z1	2	18629	1	-114191376.000	0.000	0.000	486802.031	694939.125	1+2+3+4+5+6+7...	2

Рисунок – Расчет наиболее нагруженного раскоса аутригерной системы

К_И_72466576

Лист
88