

**ВСЕРОССИЙСКИЙ КОНКУРС РАБОТ СРЕДИ СТУДЕНТОВ И  
ВЫПУСКНИКОВ ВУЗОВ С АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫМ ПРОФИЛЕМ  
«STEEL2REAL-2017».**

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

код участника: И\_62853255

## 1. ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Одним из важнейших факторов повышения эффективности инвестиций в строительной отрасли является экономически обоснованный выбор проектных решений. Варианты проектных решений должны удовлетворять требованиям строительных норм и правил, техническим условиям для одного и того же района строительства и условиям эксплуатации. Подбор вариантов нужно осуществлять, обеспечивая их сопоставимость по назначению, потребительским свойствам, полезной площади и т. п. Анализу должны подвергаться только конкурентоспособные варианты.

В качестве сравниваемых вариантов были рассмотрены следующие конструктивные решения:

- короткопролетная (по заданию конкурса);
- длиннопролетная.

Пути оптимизации:

1. Изменение сетки колонн;
2. Применение сталежелезобетонных перекрытий;
3. Композитная работа балок;
4. Использование перфорированных балок
5. Использование сталей повышенной прочности
6. Придание балкам строительного подъема

### 1.1 СЕТКА КОЛОНН (ОПТИМИЗАЦИЯ ПРОСТРАНСТВА ПАРКИНГА)

Для выявления наиболее экономически эффективного конструктивного решения, сравним два объемно-планировочных решения.

При установке средних рядов колонн происходит потеря машино-мест из-за площади сечения самих колонн, а также мертвой зоны, которая образуется между ними. В связи с чем можно проследить выгоду в виде дополнительных машино-мест от длиннопролетной схемы.

Таблица 1.1 – Сравнение количества машиномест при короткопролетной и длиннопролетной схемах каркаса

Конструктивное решение	Схема 1 (по заданию)	Схема 2
Схема	короткопролетная	длиннопролетная
Основная сетка колонн	5,4x5,4; 6,6x5,4; 5,7x5,4	5x17,5
Общая длина зоны хранения автомобилей	54	55
Общая ширина зоны хранения автомобилей	35,4	35
Количество колонн	77	36

Коэффициент эффективности $K_3$	0,45	0,5
Количество машино-мест, шт	372	420

Таким образом, предложенная схема, с безопорными пролетами, позволяет повысить функциональность внутреннего пространства, сократить количество отправочных элементов и метизов, а также увеличить количество машино-мест на 48 шт (12,9%).

## 1.2 ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ

В данном разделе были рассмотрены 2 варианта расчетных схем, схема с шарнирными и жесткими узлами балка-колонна. В схеме, где все соединения колонна-балка предусматривались жесткими, чрезмерно увеличивались сечения колонн рамы, в то же время уменьшались сечения балок и их прогибы.

Схемы с шарнирными узлами балка-колонна были более деформативны и металлоемки, особенно учитывая отсутствие композитной работы балок. В то же время такая схема имеет ряд преимуществ:

- возможность создания унифицированных проектных решений;
- уменьшение сечения колонн;
- менее трудоемкий и требовательный процесс сборки.

Учитывая композитную работу балок и сталежелезобетонной плиты, при шарнирном узле балка-колонна можно значительно уменьшить деформативность и снизить металлоемкость каркаса, поэтому шарнирный вариант сопряжения является наиболее оптимальным.

На данном этапе расчет рамы будем выполнять с рядом упрощений ввиду решения плоской задачи (не будет учитываться совместная работа сталежелезобетонных плит и балок). По результатам анализа учтем этот фактор, как снижение металлоемкости длинноролетной схемы рамы, приблизительно, на 20%, т.к. эффект от использования такого решения в длиннпролетной схеме выше, ввиду увеличения жесткости перекрытия и соответственно уменьшения прогиба балок, который в длиннпролетных схемах значителен.

### 1.2.1 Схема №1

Конструктивные особенности:

1. Узел балка-колонна – шарнирный.
2. Узел колона-фундамент – жесткий.
3. Схема – короткопролетная.

### 3. Пролет балок – 5.5; 6.5 м.

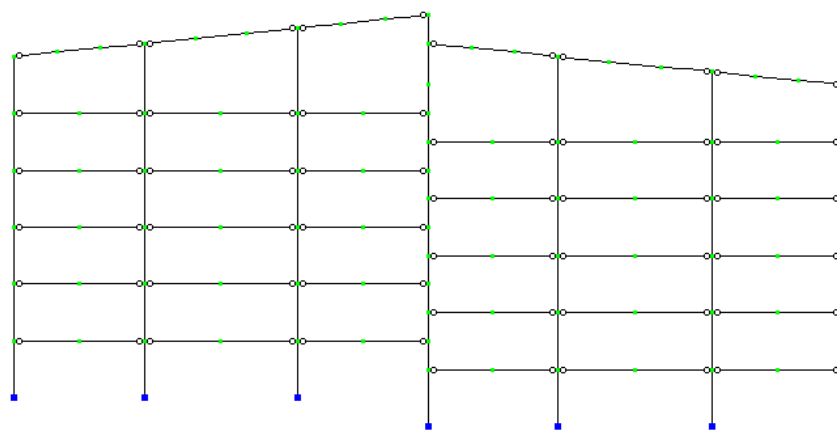


Рис.1.1 – Расчетная схема 1-го варианта

Мозаика N  
Единицы измерения - т

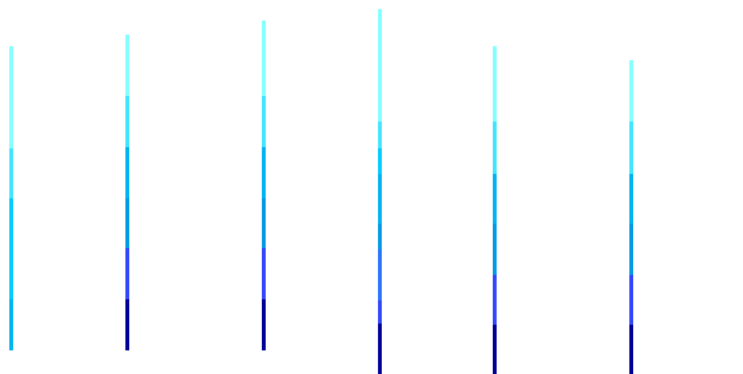
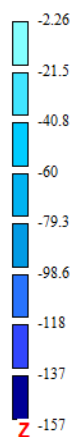


Рис.1.2 – Мозаика N, т

Мозаика M<sub>y</sub>  
Единицы измерения - т\*м

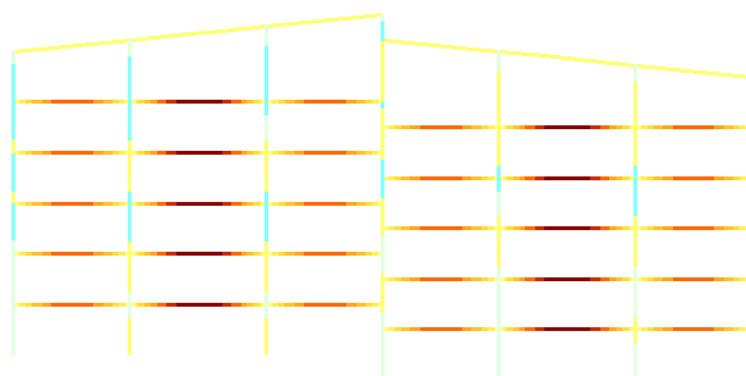
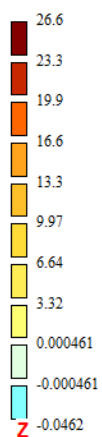


Рис.1.3 – Мозаика M<sub>y</sub>, т\*м



Мозаика Qz  
Единицы измерения - т

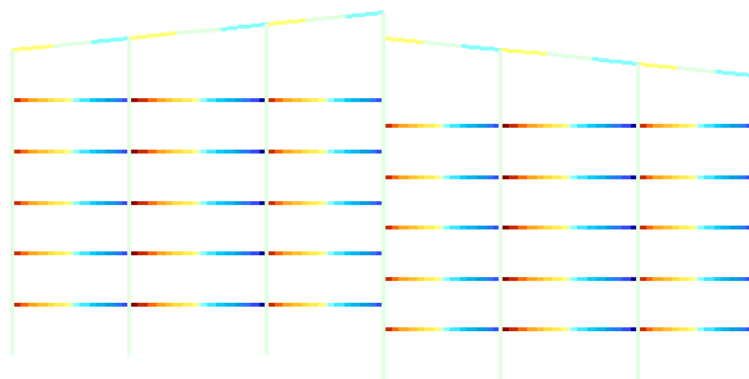
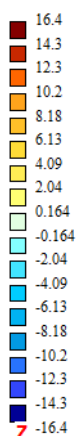


Рис.1.4 – Мозаика Q<sub>z</sub>, т

Мозаика перемещений по Z(G)  
Единицы измерения - мм

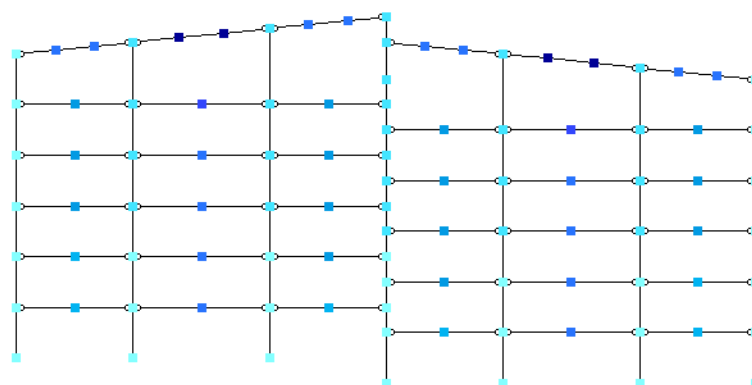


Рис.1.4 – Мозаика перемещений, мм

Таблица 1.2 –Metalлоемкость схемы №1

Тип элемента	Сечение	Сталь	Вес, т	Общая металлоемкость конструктивных элементов рамы, т
Крайние колонны	Двутавр 20К1	C245	1,8	26,64
Средние колонны	Двутавр 23К2	C245	4,97	
Балки перекрытий (крайних пролетов l=5.5м)	Двутавр 50Б1	C245	10,03	
Балки перекрытий (средних пролетов l=6.5м)	Двутавр 55Б2	C245	7,79	
Балки покрытия (крайние)	Двутавр 35Б2	C245	0,68	
Балки покрытия (средние)	Двутавр 40Б1	C245	1,37	

### 1.2.2 Схема №2

Конструктивные особенности:

1. Узел балка-колонна – шарнирный.
2. Узел колона-фундамент – жесткий.
3. Схема – длиннопролетная.
3. Пролет балок – 17.5м.

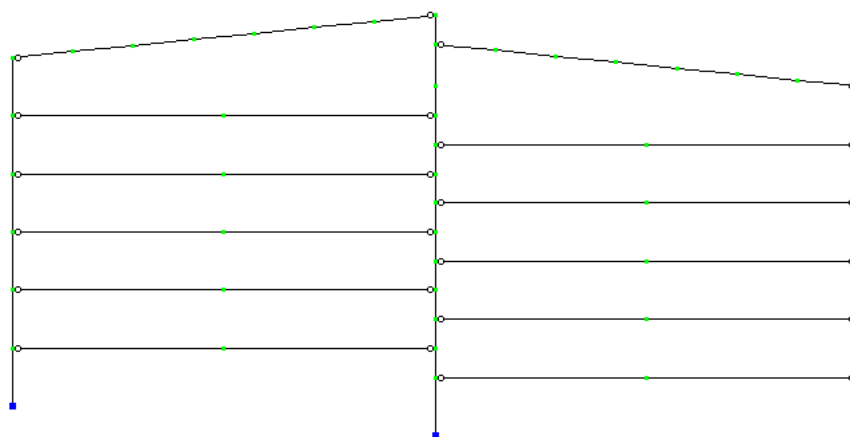


Рис.1.1 – Расчетная схема 2-го варианта

Мозаика N  
Единицы измерения - т

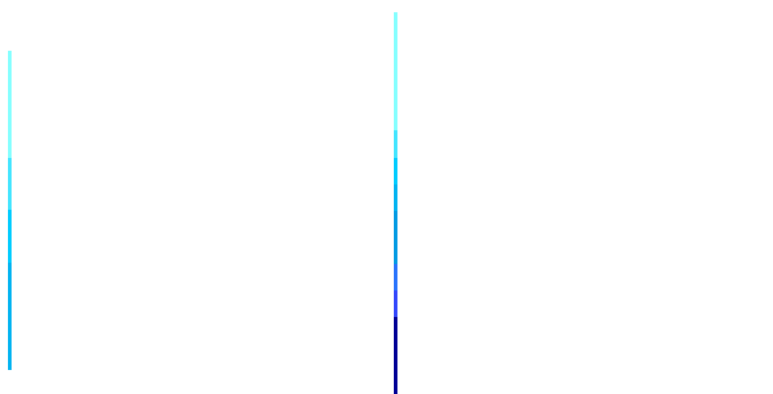


Рис.1.2 – Мозаика N, т

Мозаика  $M_y$   
Единицы измерения - т\*м

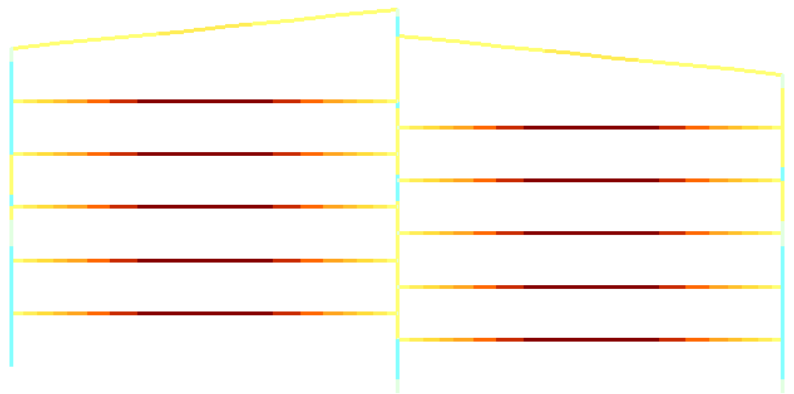
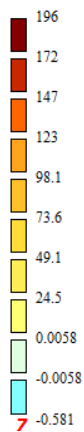


Рис.1.3 – Мозаика  $M_y$ , т\*м

Мозаика  $Q_z$   
Единицы измерения - т

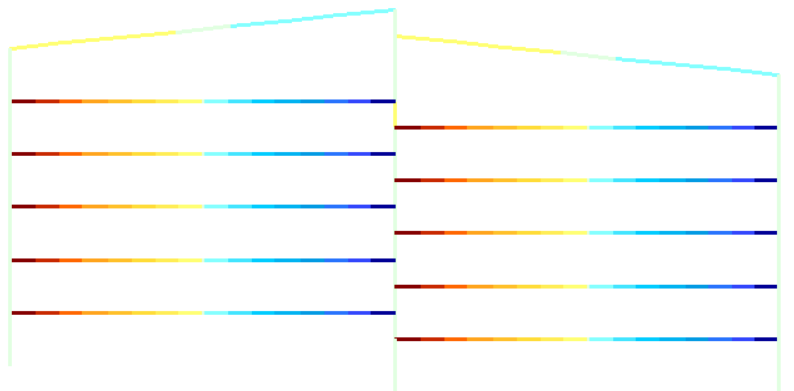
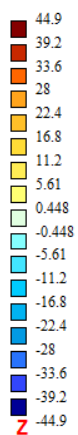


Рис.1.4 – Мозаика  $Q_z$ , т

Мозаика перемещений по Z(G)  
Единицы измерения - мм

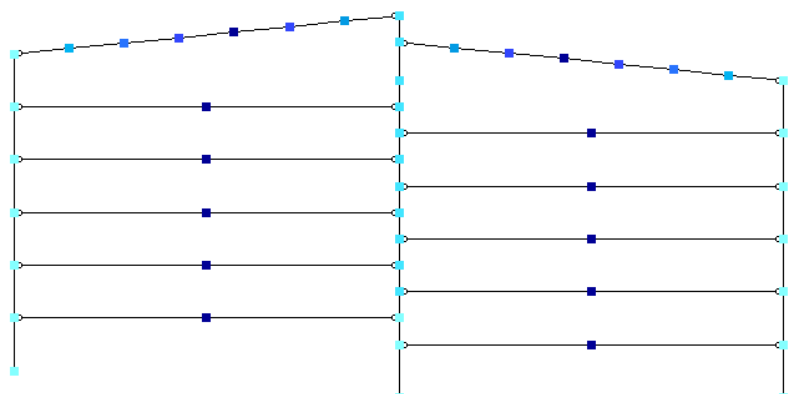


Рис.1.4 – Мозаика перемещений, мм

Таблица 1.3 – металлоемкость рамы №2

Тип элемента	Сечение	Сталь	Вес, т	Общая металлоемкость конструктивных элементов рамы, т
Колонны	Двутавр 30К1	C245	2,44	46,56
Балки перекрытий	Двутавр 100Б1	C255	40,36	
Балки покрытия	Двутавр 60Б1	C245	3,73	

### 1.3. ВЫВОД

По результатам анализа установлено, что металлоемкость длиннопролетной рамы выше приблизительно на 28% по сравнению с короткопролетной (при учете совместной работы балок с сталежелезобетонной плитой). За счет раскрепления балок сталежелезобетонной плитой от потери общей устойчивости, критериями подбора становятся достижение предельных значений прочности и прогибов. Таким образом, можно выделить несколько путей оптимизации длиннопролетного решения:

- Уменьшение металлоемкости за счет использования высокопрочных сталей;
- Придание балкам строительного подъема на величину прогиба от постоянных нагрузок.
- Использование перфорированных балок.

Положительная сторона длиннопролетной схемы – это сокращение отправочных элементов почти в 2,8 раза, что серьезно сказывается как на количестве метизов, так и на стоимости, сроках монтажа. Также уменьшается объем работ по возведению фундаментов.

Нивелируя положительные и отрицательные стороны каждой схемы, можно сделать вывод о том, что вариант с длиннопролетным конструктивным решением является наиболее привлекательным, т.к. несмотря на разность металлоемкости рам в 28%, которую можно практически сравнить с металлоемкостью короткопролетной схемы, за счет тех путей оптимизации балок, которые были намечены выше, безопорные пролеты позволяют повысить функциональность внутреннего пространства, увеличить количество полезной площади парковки, сократить сроки и стоимость монтажа.

## **2. РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНАЯ ЧАСТЬ**

### **2.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ**

Место строительства – г. Москва.

Район строительства относится к I ветровому району и III району по весу снегового покрова.

Средняя месячная температура воздуха в январе  $t_I = -10^\circ \text{C}$ .

Средняя месячная температура воздуха в июле  $t_{VII} = +20^\circ \text{C}$ .

Нормативное значение ветрового давления – 23 кгс/м<sup>2</sup>.

Расчетное значение веса снегового покрова – 180 кгс/м<sup>2</sup>.

### **2.2. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ**

### **2.3. КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ**

Основными несущими конструкциями каркаса являются многоэтажные двухпролетные поперечные рамы ( $l=35$  м), расположенные по длине здания (55 м) с шагом 5 м и въездные и выездные рамы. Поперечная рама состоит из колонн и ригелей. Конструкции рам имеют шарнирные сопряжения ригелей с колоннами и колонны с фундаментом.

Геометрическая неизменяемость обеспечивается жесткими дисками сталежелезобетонных перекрытий и за счет связей вертикальных и горизонтальных связей.

Конструкции колонны выполнены из прокатного двутавра.

Перекрытия – сталежелезобетонные из бетона класса В25 по профилированному настилу Н75-750-0.9 общей толщиной 180мм. Совместная работа балки с плитой обеспечивается стад-болтами.

Балки – перфорированные двутаврового сечения.

Связи – распорки и связи: профили стальные сварные гнутые замкнутые квадратные. Горизонтальные связи – круглого сечения.

### **2.4. ХАРАКТЕРИСТИКА РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ЗДАНИЯ**

Расчеты конструкций здания выполнены с применением автоматизированного программного комплекса «ЛИРА-САПР 2013», сертифицированного Госстандартом России. Комплекс обладает широкими возможностями для решения разнообразных задач.

Вычислительный комплекс реализует метод конечных элементов и предоставляет возможность выполнять расчёт на статические нагрузки согласно требованиям СП 20.13330.2011, СП 16.13330.2011, СП 63.13330.2012.

Цель расчёта:

- определение расчетных усилий и напряжений в несущих конструкциях здания при основных сочетаниях нагрузок;
- подбор сечений основных конструкций здания;
- проверка несущей способности основных конструкций здания.

#### **2.4.1. Принципы формирования расчетной модели и методы расчета**

Расчетная схема представляет собой пространственную систему общего вида, сформированную из конечных элементов (КЭ) максимально приближенных к конструктивному решению здания.

В расчетную схему включены следующие типы элементов:

Тип 10. Универсальный пространственный стержневой КЭ для моделирования стержневых элементов (колонны, балки перекрытий и покрытия, прогоны, распорки, связи).

Тип 44. Универсальный четырехугольный КЭ оболочки для моделирования перекрытий.

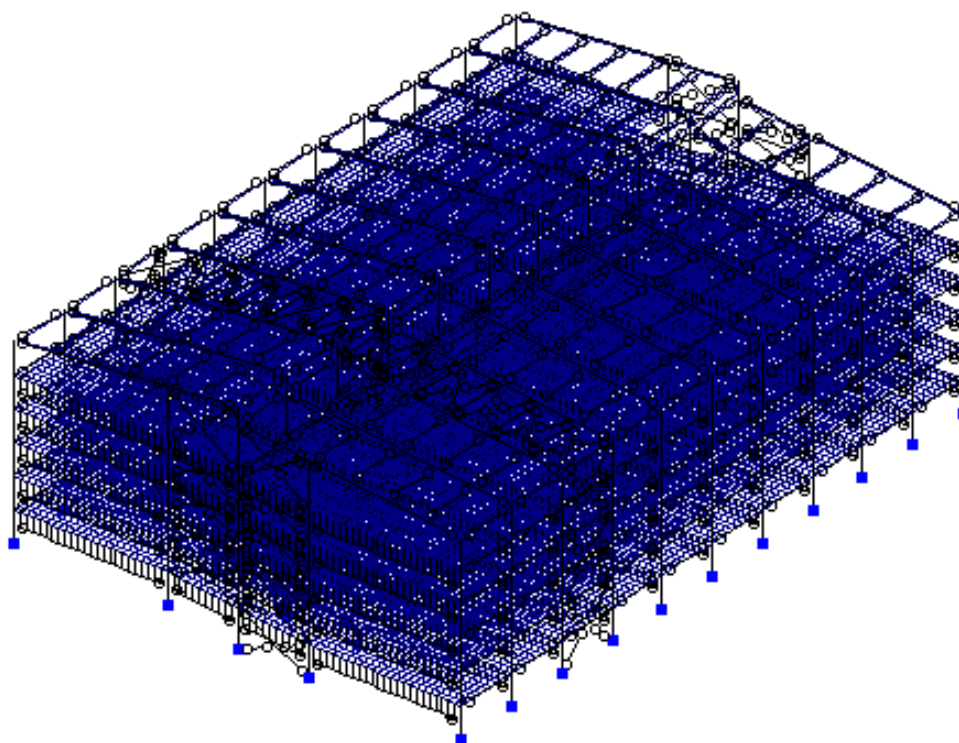


Рис. 2.1 – Расчетная схема здания

#### 4.2. Жесткостные характеристики и условия примыкания КЭ

Жесткостные характеристики конструкций и их соединений вычисляются программой в соответствии с их геометрическими параметрами и физическими характеристиками материалов, с учётом условий работы конструкций, вводимых в расчётную модель.

Жесткостные характеристики (модули деформаций и др.), а также объемный вес материалов КЭ назначены в соответствие с СП 16.13330.2011, СП 52-103-2007, СТО 11251254.001-2015.

Сталежелезобетонное перекрытие смоделируем приравниванием жесткости реальной конструкции к жесткости эквивалентного прямоугольного сечения.

$$EJ_1 = EJ_2,$$

где  $J_1$  - момент инерции монолитной плиты по профилированному настилу;

$J_2$  - момент инерции монолитной плиты прямоугольного сечения эквивалентной высоты.

$$J_2 = \frac{bh^3}{12},$$

$$J_1 = J_2,$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot J_1}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 5231,05}{187,5}} = 14,96 \approx 15 \text{ см.}$$

#### 4.3. Уровень ответственности сооружения

Уровень ответственности сооружения в соответствии с положениями ГОСТ 27751-2014 - нормальный. Коэффициент надёжности по ответственности при расчете несущих конструкций объекта  $\gamma_n=1$ .

### 5. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ЗДАНИЕ

Сбор нагрузок выполняется в соответствии с действующими СП 20.13330.2011. Состав и величины учтенных в расчетной модели нагрузок и воздействий, а также коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  и назначению  $\gamma_n$  приняты по нормам и по техническому заданию.

Нагрузки от собственного веса смоделированных конструкций в расчетной модели формировались в автоматическом режиме по проектным размерам и объемному весу материалов.

Нагрузки от полимерного покрытия пола паркинга и легкого металлического ограждения в сборе нагрузок не учитываются ввиду их незначительности.

Коэффициент надежности по материалу для основных несущих металлических конструкций принят равным  $\gamma_m = 1,05$  согласно СП 20.13330.2011.

### Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> площади плиты перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная, кгс/м2	$\gamma_f$	Расчетная, кгс/м2
<b>Постоянная нагрузка</b>				
1	Вес МК и ЖБ	Автоматически	1,05	Автоматически
<b>Полезная нагрузка</b>				
6	Полезная (от автомашин)	300	1,2	420
	<b>Итого:</b>	<b>350</b>		<b>420</b>

### Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> площади пандуса и подъездных путей

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная, кгс/м2	$\gamma_f$	Расчетная, кгс/м2
<b>Постоянная нагрузка</b>				
1	Вес МК и ЖБ	Автоматически	1,05	Автоматическ и
<b>Полезная нагрузка</b>				
6	Полезная (от автомашин)	500	1,2	600
	<b>Итого:</b>	<b>500</b>		<b>600</b>
	<b>Всего:</b>	<b>500</b>		<b>600</b>



### Сбор постоянных нагрузок на 1 м<sup>2</sup> площади покрытия

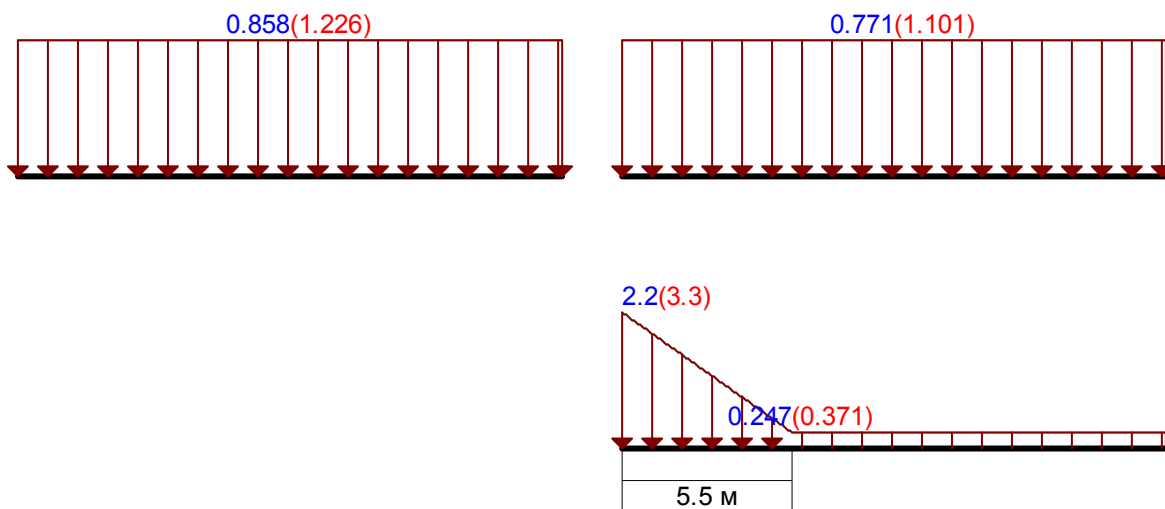
№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная, кгс/м2	$\gamma_f$	Расчетная, кгс/м2
<b>Постоянная нагрузка</b>				
1	Вес МК и ЖБ	Автоматически	1,05	Автоматически
2	Профлист Н57-750-0,8	12,98	1.05	13,63
	<b>Итого:</b>	<b>12,98</b>		<b>13,63</b>

### Снеговая нагрузка



Параметр	Значение	Единицы измерения
<b>Местность</b>		
Снеговой район	III	
Нормативное значение снеговой нагрузки	1.236	кН/м <sup>2</sup>
Тип местности	В - Городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м	
Средняя скорость ветра зимой	5	м/сек
Средняя температура января	-10	°C
Высота здания Н	14.95	м
Ширина здания В	55	м
h	1.75	м
$\alpha$	5.711	град
L	17.5	м
Неутепленная конструкция с повышенным тепловыделением	Нет	
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1.429	

Правое здание		
		
Высота здания Н	13.85	м
Ширина здания В	5	м
h	1.75	м
$\alpha$	5.711	град
L	17.5	м
Неутепленная конструкция с повышенным тепловыделением	Нет	
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1.429	



Единицы измерения : кН/м<sup>2</sup>  
— Нормативное значение  
— Расчетное значение

## Ветровая нагрузка

Расчет ветровых нагрузок выполняется в соответствии с действующим СП 20.13330.2011, а также руководству по расчету зданий и сооружений на действие ветра ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

В соответствии с СП 20.13330.2011 значение ветровой нагрузки определяется по формуле:

$$w_m = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot w_0 \cdot k(z) \cdot c,$$

где  $w_0$  - нормативное значение ветрового давления,  $w_0 = 0,23 \text{ кН/м}^2$ ;

$k(z)$  - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;

$c$  - аэродинамический коэффициент.

Поскольку паркинг является открытым, давление ветра определяем путем суммирования давления на её несущие конструкции (колонны, балки, плиты перекрытия).

Аэродинамический коэффициент лобового сопротивления  $c_x$  для колонн принимается равным 1,4. Для балок перекрытия принимается в зависимости от отношения  $a/h$ , для первой балки  $c_x=1,4$ . Для второй и последующих  $c_{x1}=c_x \cdot \eta$ , где  $\eta$  определяется по п.27 таблицы 1 приложения 1 [Руководству по расчету зданий и сооружений на действие ветра ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.] и принимается равным  $\eta = 0,83$ .

Нагрузку на покрытие примем в соответствие со схемой Д.1.9 СП 20.13330.2011.

Поскольку проницаемость стен  $\mu \geq 30$  %, аэродинамический коэффициент внутренней поверхности равен  $c_{i2} = 0,8$ .

Коэффициент  $c_e$  на внешней поверхности следует принимать в соответствии с таблицей Д.3а, Д.3б СП 20.13330.2011.

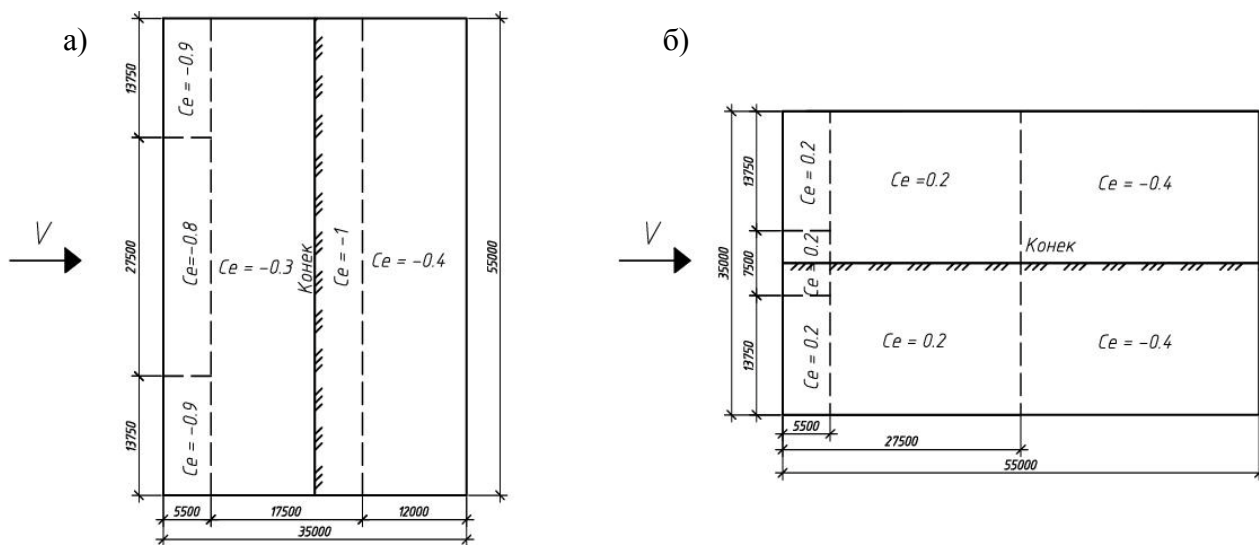


Рисунок 5.1 - Схема распределения аэродинамических коэффициентов по покрытию паркинга (а – направлении ветра по X; б – направлении ветра по Y)

Таблица 5.1. Коэффициент  $k$ , учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания (Z)

Z, м	0	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5
k	0,5	0,5	0,5	0,55	0,618	0,675	0,726	0,763

Результаты вычислений сведены в таблицу 5.2, 5.3.

Таблица 5.2. Расчетные значения ветровых нагрузок на стрелевые элементы каркаса

№	$k_i$	$b_{\text{кол}},$ м	$H_{\text{бал}},$ м	$W_{\text{м}},$ кН/м <sup>2</sup>	Внешнее давление			Внутреннее давление		Общее давление		
					Колонны	Балки		Колонны	Балки	Колонны	Балки	
					$W_{\text{м}},$ кН/м	$W_{\text{м1}},$ кН/м	$W_{\text{м2}},$ кН/м	$W_{\text{м}},$ кН/м	$W_{\text{м}},$ кН/м	$W_{\text{м}},$ кН/м	$W_{\text{м1}},$ кН/м	$W_{\text{м2}},$ кН/м
1 эт	0.5	0,35	0,6	0.23	0.05	0.14	0.11	0.03	0.08	0.08	0.22	0.19
2 эт	0.5	0,35	0,6	0.23	0.05	0.14	0.11	0.03	0.08	0.08	0.22	0.19
3 эт	0.55	0,35	0,6	0.25	0.05	0.15	0.12	0.03	0.09	0.08	0.24	0.21
4 эт	0.62	0,35	0,6	0.28	0.06	0.17	0.14	0.03	0.10	0.09	0.27	0.24
5 эт	0.68	0,35	0,6	0.30	0.06	0.18	0.15	0.03	0.10	0.09	0.28	0.25
6 эт	0.73	0,35	0,6	0.33	0.07	0.20	0.16	0.04	0.11	0.11	0.31	0.27
конек	0.76	0,35	0,6	0.34	0.07	0.21	0.17	0.04	0.12	0.11	0.33	0.29

Таблица 5.3. Расчетные значения ветровых нагрузок на покрытие

Внешнее давление				Внутреннее давление  $W_m, \text{кН/м}^2$	Общее давление ветра по X  $W_m, \text{кН/м}^2$	Общее давление ветра по Y  $W_m, \text{кН/м}^2$
Ветер по X		Ветер по Y				
Участок	Давление $W_m, \text{кН/м}^2$	Участок	Давление $W_m, \text{кН/м}^2$			
$C_e=-0.3$	-0.07	$C_e=0.2$	0.05	-0.20	-0.27	-0.15
$C_e=-0.4$	-0.10				-0.3	
$C_e=-0.8$	-0.20	$C_e=-0.4$	-0.10		-0.4	-0.3
$C_e=-0.9$	-0.22				-0.42	
$C_e=-1$	-0.24				-0.44	

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки задавалась автоматически в программном комплексе.

## **Загрузки**

Загрузка 1: собственный вес металлических и железобетонных конструкций;

Загрузка 2: временная (полезная на перекрытие);

Загрузка 3: временная (полезная на пандусы и подъездные пути);

Загрузка 4: вес покрытия;

Загрузка 5: временная (снеговая) (вариант 1);

Загрузка 6: временная (снеговая) (вариант 2);

Загрузка 7: ветровая нагрузка по оси X;

Загрузка 8: ветровая нагрузка по оси Y;

Загрузка 9: ветровая нагрузка по оси X (динамическая);

Загрузка 10: ветровая нагрузка по оси Y (динамическая).

### **Основные сочетания:**

Сочетания 1 (от нормативных нагрузок) и 2 (от расчетных нагрузок):

загрузка 1 (коэфф. 1) + загрузка 2 (коэфф. 1) +  
+ загрузка 3 (коэфф. 1) + загрузка 4 (коэфф. 1) +  
+ загрузка 5 (коэфф. 1)

Сочетания 3 (от нормативных нагрузок) и 4 (от расчетных нагрузок):

загрузка 1 (коэфф. 1) + загрузка 2 (коэфф. 1) +  
+ загрузка 3 (коэфф. 1) + загрузка 4 (коэфф. 1) +  
+ загрузка 6 (коэфф. 1)

Сочетания 4,5 (от нормативных нагрузок) и 6,7 (от расчетных нагрузок):

загрузка 1 (коэфф. 1) + загрузка 2 (коэфф. 1) +  
+ загрузка 3 (коэфф. 0.9) + загрузка 4 (коэфф. 1) +  
+ загрузка 5 (коэфф. 0.9) + загрузка 9 (коэфф. 0.9)

Сочетания 8,9 (от нормативных нагрузок) и 10,11 (от расчетных нагрузок):

загружение 1 (коэфф. 1) + загружение 2 (коэфф. 1) +  
+ загружение 3 (коэфф. 0.9) + загружение 4 (коэфф. 1) +  
+ загружение 5 (коэфф. 0.9) + загружение 10 (коэфф. 0.9)

Сочетания 12,13 (от нормативных нагрузок) и 14,15 (от расчетных нагрузок):

загружение 1 (коэфф. 1) + загружение 2 (коэфф. 1) +  
+ загружение 3 (коэфф. 0.9) + загружение 4 (коэфф. 1) +  
+ загружение 6 (коэфф. 0.9) + загружение 9 (коэфф. 0.9)

Сочетания 15,16 (от нормативных нагрузок) и 17,18 (от расчетных нагрузок):

загружение 1 (коэфф. 1) + загружение 2 (коэфф. 1) +  
+ загружение 3 (коэфф. 0.9) + загружение 4 (коэфф. 1) +  
+ загружение 6 (коэфф. 0.9) + загружение 10 (коэфф. 0.9)

### Схемы зонирования нагрузок

Загружение 2 - Полезная на перекрытия  
Мозаика q(плоч.) вдоль оси Z(G)  
Единицы измерения - т/м\*\*2  
Вариант конструирования Вариант 1

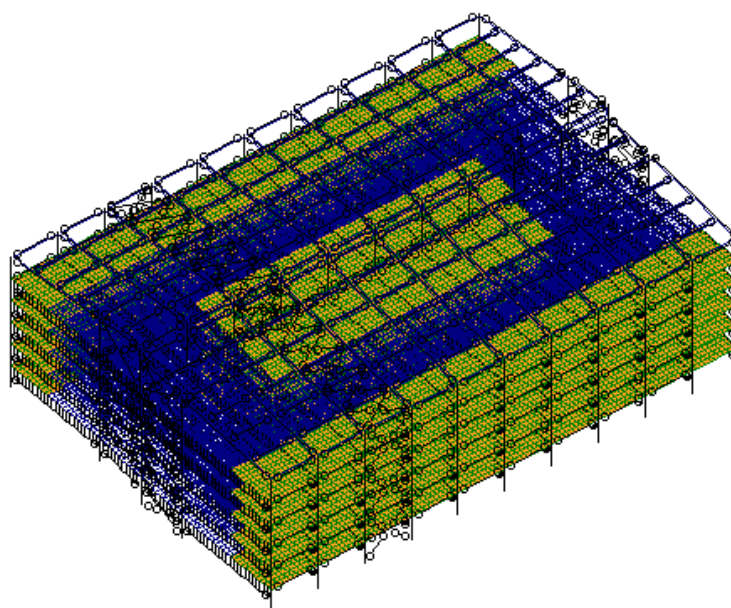


Рис.5.2 – Полезная нагрузка на перекрытия

Загружение 3 - Полезная на пандусы  
 Мозаика q(площ.) вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения - т/м\*\*2  
 Вариант конструирования: Вариант 1

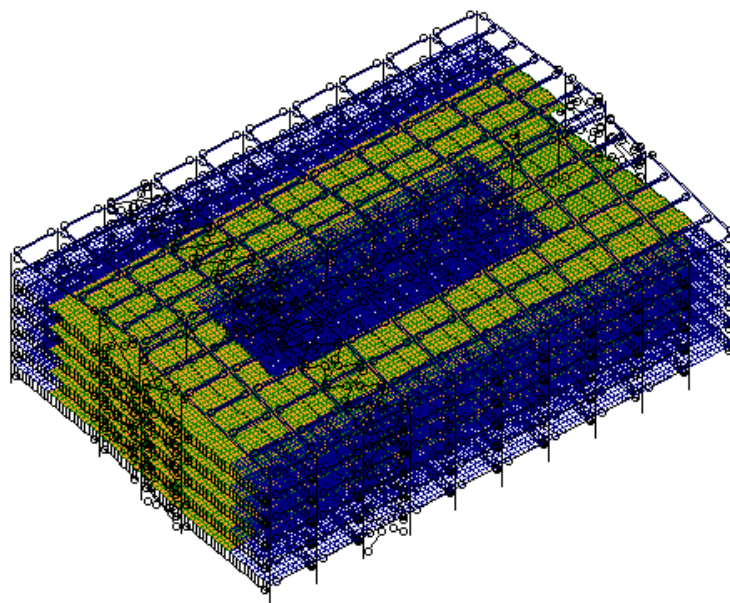
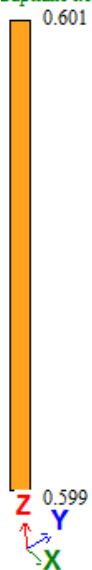


Рис.5.3 – Полезная нагрузка на пандусы и проезды

Загружение 4 - Вес покрытия  
 Мозаика q(площ.) вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения - т/м\*\*2  
 Вариант конструирования: Вариант 1

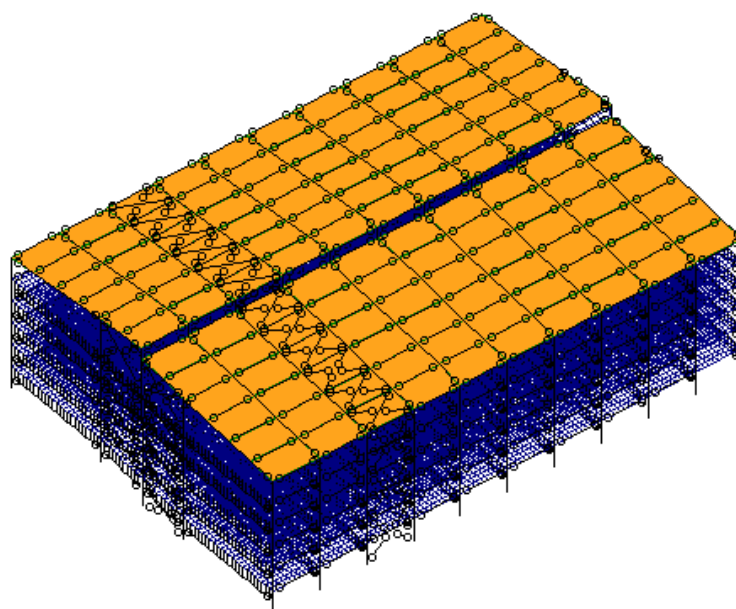


Рис.5.4 – Вес покрытия

Загружение 5 - Снеговая (вариант 1)  
 Мозаика  $q(\text{пл.ш.})$  вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения -  $\text{т/м}^2$   
 Вариант конструирования: Вариант 1

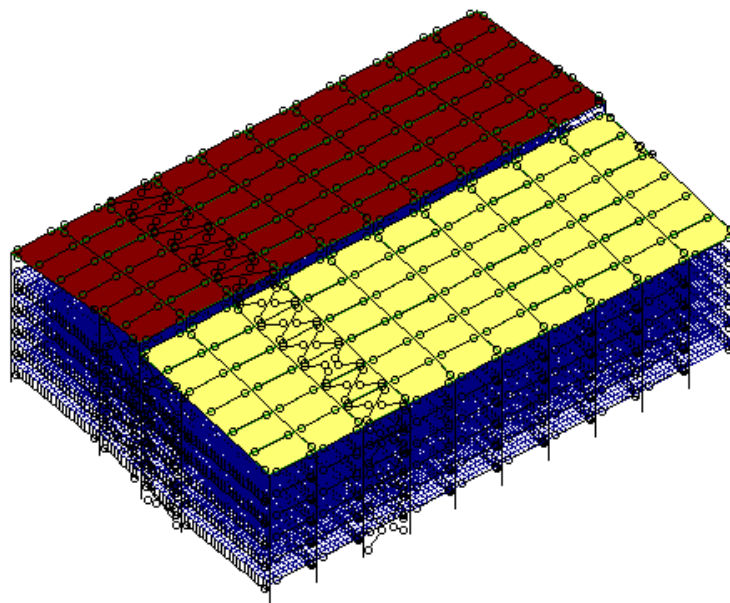


Рис.5.5 – Нагрузка от веса снега (вариант 1)

Загружение 6 - Снеговая (вариант 2)  
 Мозаика  $q(\text{пл.ш.})$  вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения -  $\text{т/м}^2$   
 Вариант конструирования: Вариант 1

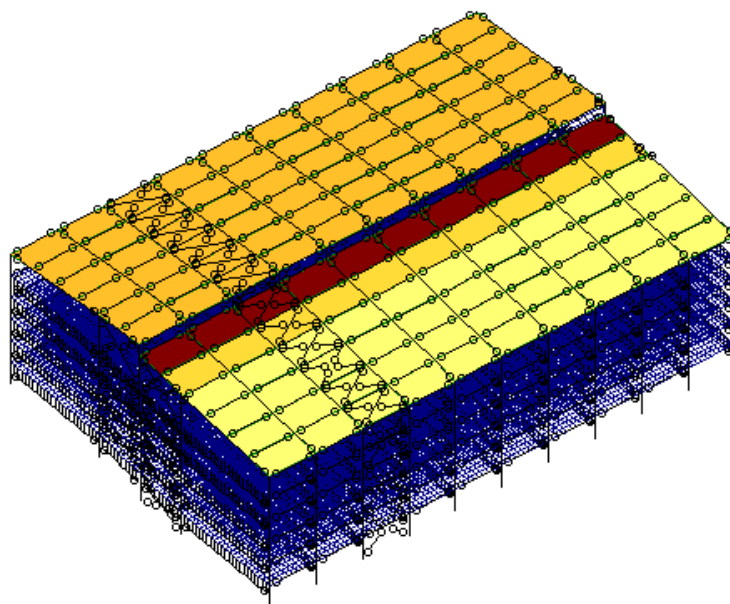
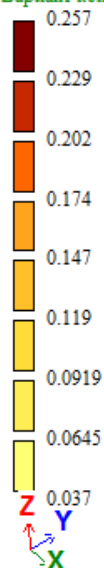


Рис.5.6 – Нагрузка от веса снега (вариант 2)



Загружение 7 - Ветер по X  
 Мозаика q(лин.) вдоль оси X(G)  
 Единицы измерения - т/м  
 Вариант конструирования: Вариант 1

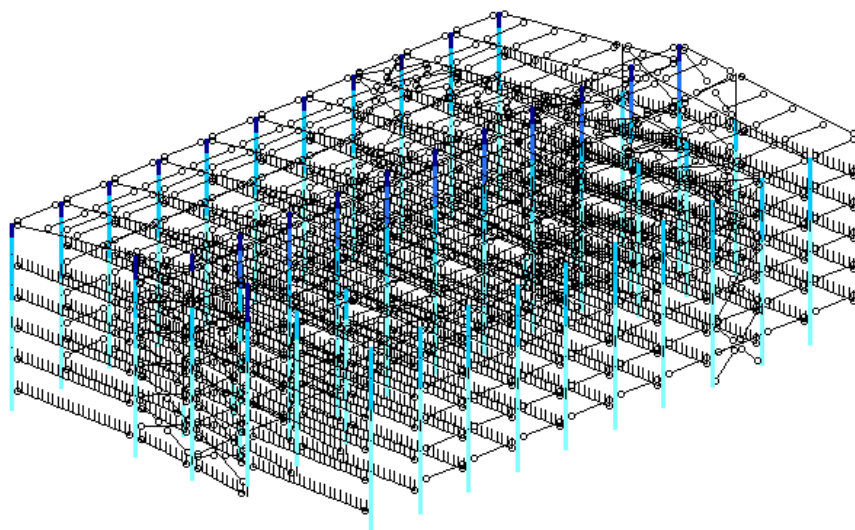
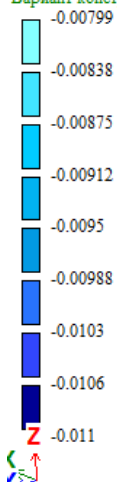


Рис.5.7– Нагрузка от действия ветра по X на стержневые несущие элементы каркаса

Загружение 7 - Ветер по X  
 Мозаика q(площ.) вдоль оси Z(G)  
 Единицы измерения - т/м\*\*2  
 Вариант конструирования: Вариант 1

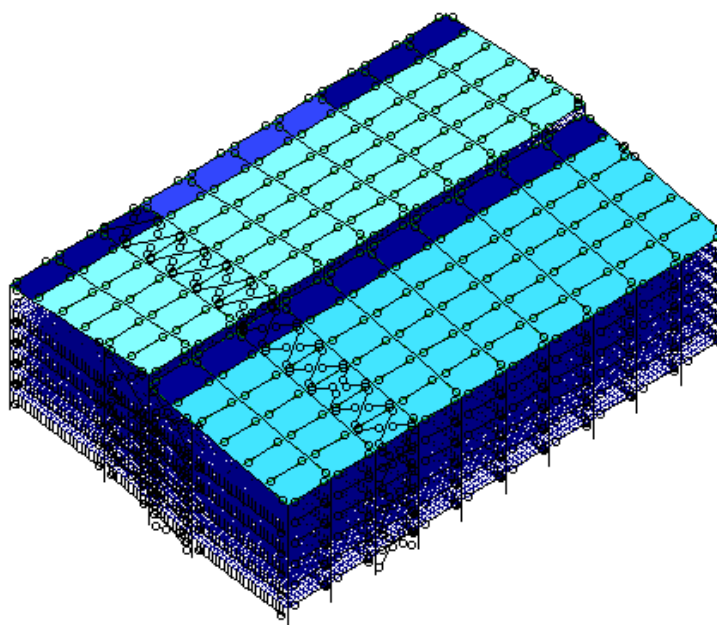


Рис.5.8 – Нагрузка от действия ветра по X на покрытие

Загружение 8 - Ветер по Y  
 Мозаика q(лин.) вдоль оси Y(G)  
 Единицы измерения - т/м  
 Вариант конструирования: Вариант 1

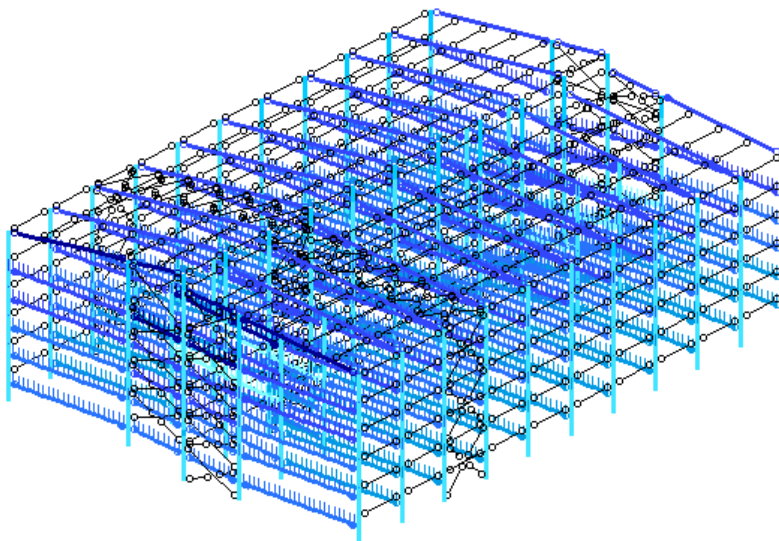
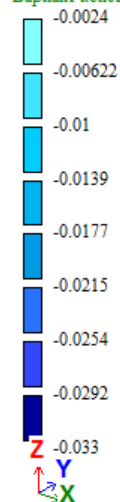


Рис.5.9 – Нагрузка от действия ветра по Y на стержневые несущие элементы каркаса

Загружение 8 - Ветер по Y  
 Мозаика q(площ.) вдоль оси Z(L)  
 Единицы измерения - т/м\*\*2  
 Вариант конструирования: Вариант 1

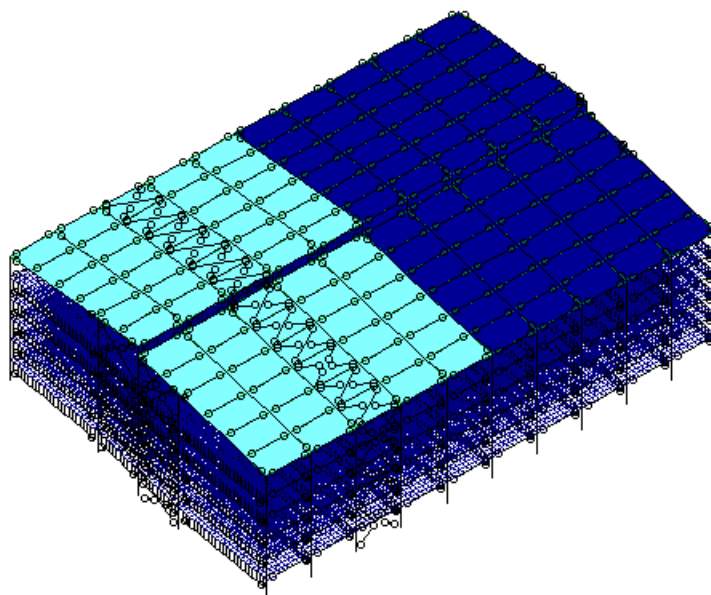
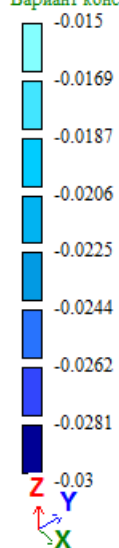


Рис.5.10 – Нагрузка от действия ветра по Y на покрытие

## 6. РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

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 СП 63.13330 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Профилированный настил в примерах расчета плиты на стадии эксплуатации перекрытия рассматривался как ее рабочая арматура с коэффициентом условия работы 0,8.

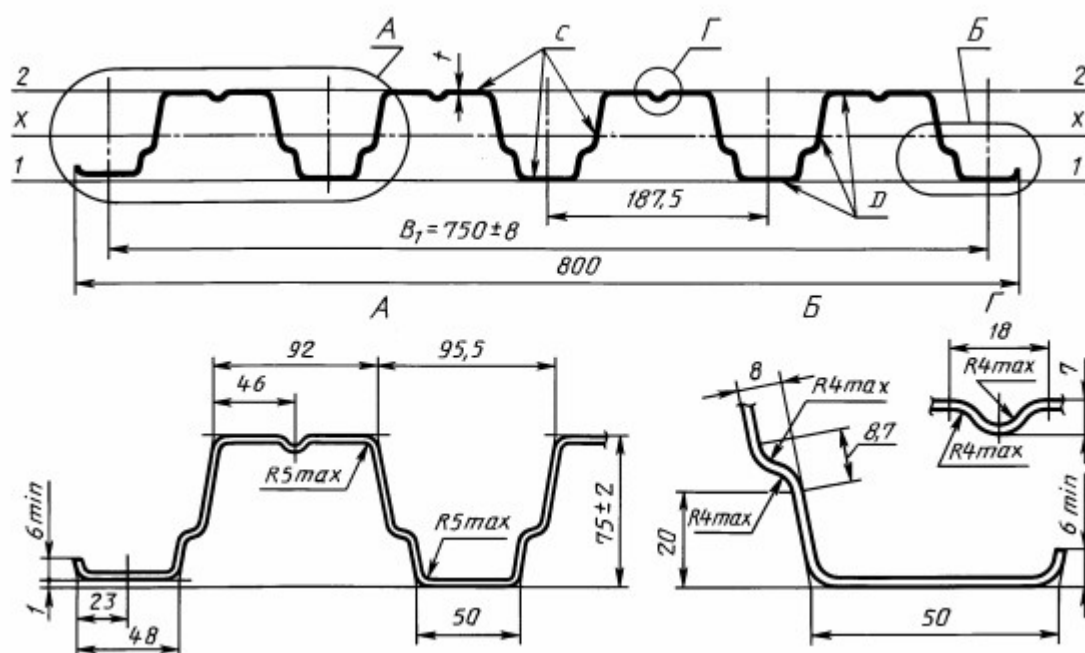
Нормативная нагрузка от собственного веса свежееуложенной бетонной смеси определяется по формуле:

$$q_b = \gamma \cdot (h_f + h_b),$$

где  $\gamma$  – удельный вес бетонной смеси;

$h_f$  – толщина бетона над верхними полками настила;

$h_b$  – приведенную толщину бетона в пределах высоты сечения настила, определяем по формуле:



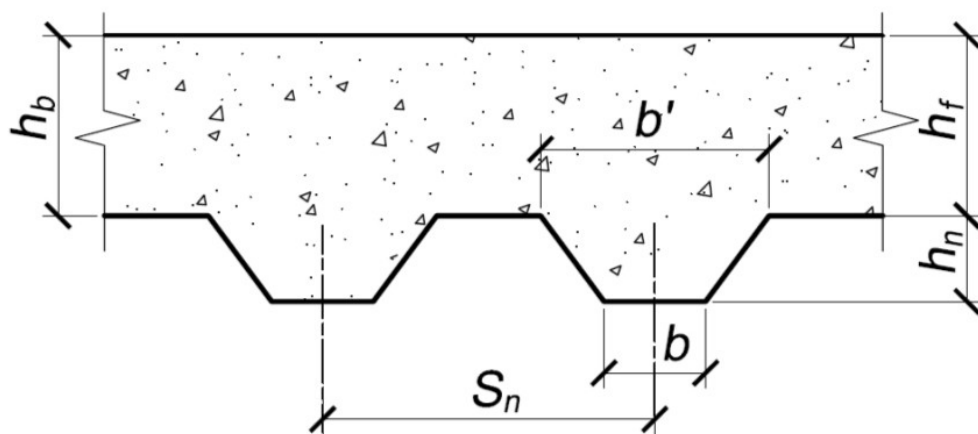


Рисунок 6.1 – К определению приведенной толщины бетона

$$h_b = \frac{b + b'}{2 \cdot S_n} \cdot h_n = \frac{50 + 95.5}{2 \cdot 187.5} \cdot 75 = 29.1 \text{ мм.}$$

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

Характеристика	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кПа
Нагрузка от собственного веса настила	0,125	1,05	0,13
Нагрузка от веса свежесуложенной бетонной смеси	3,35	1,2	4,02
Монтажная нагрузка:			
при подаче бетонной смеси бетоноводами	2,5	1,3	3,25
	5,975		7,4

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

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

где М – изгибающий момент от расчетных нагрузок;

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

Для уменьшения пролетного и опорных моментов предусмотрим 1 стойку в пролете.

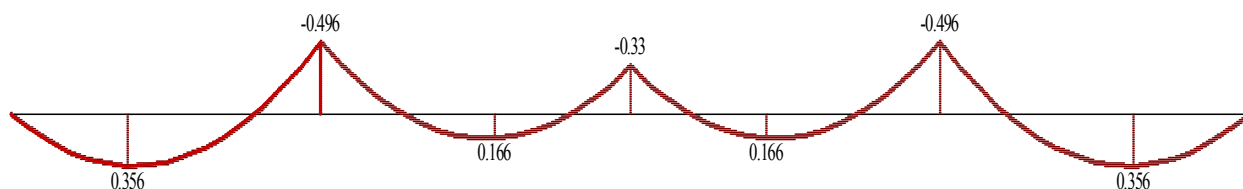


Рисунок 6.2 – Эпюра моментов от расчетных нагрузок, т·м

Над опорой:

$$\frac{49600}{30,2} \leq R_y,$$

$$1642,38 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 2400 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

В пролете:

$$\frac{35600}{30,2} \leq R_y, 1178,81 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 2400 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

### Расчет на устойчивость стенок гофров настила

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

$$Q \geq Q_{\max}$$

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:

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

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  $b_p$ ;

$\phi$  – угол наклона стенки гофра в градусах при укладке бетонной смеси.

$$Q = 0.15 \cdot 0,0081 \cdot \sqrt{200000 \cdot 245} \cdot 10 \cdot 0,764 \cdot 2,608 \cdot (2,4 + 0,81) = 543,98 \text{ кг}.$$

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

$$Q_{max} = 0.5 \cdot k_1 \cdot q_p \cdot l \cdot S_n \cdot \gamma_{M1},$$

Где  $k_1$  – коэффициент, зависящий от величины опорной реакции в принятой расчетной схеме четырехпролетного настила равен 1,223;

$q_p$  – расчетная равномерно распределенная нагрузка на настил (см. таблицу 1);

$S_n$  – шаг гофров настила;

$\gamma_{M1}$  – коэффициент условия работы стенок гофров настила:

$\gamma_{M1} = 1,25$  – для настила на промежуточной опоре;

$\gamma_{M1} = 1,05$  – для настила на крайней опоре.

$$Q_{max} = 0,5 \cdot 1,223 \cdot 0,074 \cdot 250 \cdot 18,75 \cdot 1,25 = 265,14 \text{ кг}.$$

$$Q = 543,98 \text{ кг} > Q_{max} = 265,14 \text{ кг} - \text{условие выполняется}.$$

Прогиб профилированного настила не должен превышать 1/200 пролета:

$$f_n = k \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E_n \cdot I_{n,x}} \leq \frac{1}{200} l,$$

где  $f_n$  – максимальный прогиб настила от нормативных нагрузок;

$k = 0.0088$  для настила с числом пролетов три и более;

$q_n$  – нормативная равномерно-распределенная нагрузка на настил;

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

$$f_n = 0.0088 \cdot \frac{0.05975 \cdot 250^4}{2000000 \cdot 129,6} = 0.0079 \text{ см} < \frac{1}{200} \cdot 250 = 1,25 \text{ см}.$$

### Расчет прочности плиты по нормальным сечениям

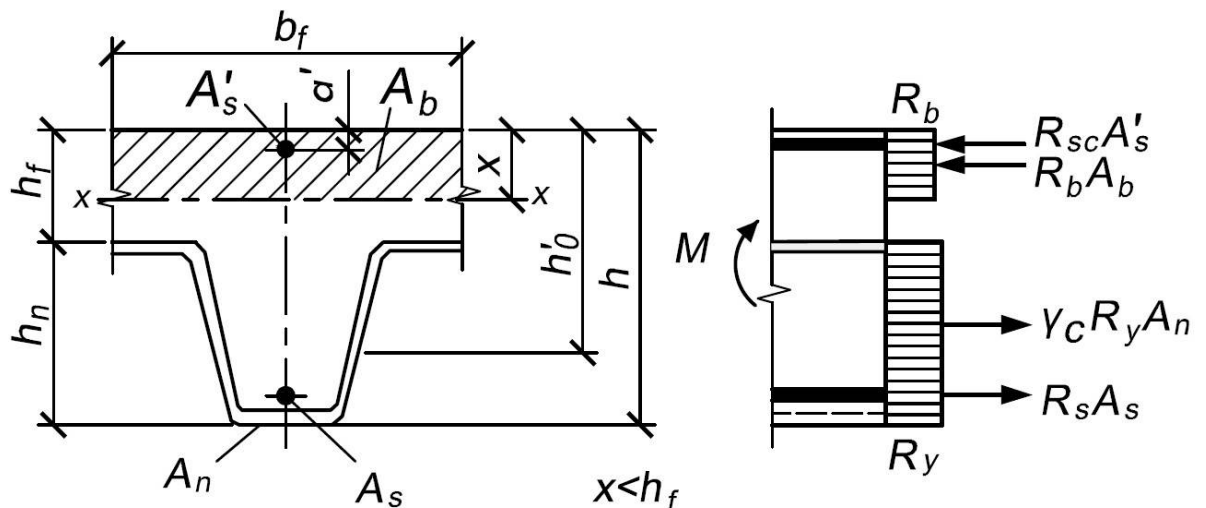
*В пролете:*

Принимаем бетон В25,  $R_b = 14.5$  МПа, общая высота плиты  $h = 180$  мм. Арматуру А500С d12,  $A_s = 1,131 \text{ см}^2$ ;  $R_s = 435$  МПа;  $R_{sc} = 435$  МПа, расстояние от верхнего и нижнего края плиты до центра стержня  $a' = 35$  мм. Значение граничной относительной высоты сжатой зоны сечения в соответствии с п.8.1.3. СП 63.13330:

$$\xi_R = x_R / h_0 = 0.8 / (1 + \varepsilon_{s(n)} / \varepsilon_{b2}) = 0.8 / (1 + 0.002175 / 0.0035) = 0.49$$

$$x \leq \xi_R \cdot h_0 = 0.49 \cdot 145 = 71.5 \text{ мм}.$$

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



Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия:

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

$b_f = 187,5$  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;

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

$$x = \frac{0,4 \cdot 2400 \cdot 2,718}{145 \cdot 18,75} = 0,96\text{см}.$$

При расчете прочности плиты должно выполняться условие:

$$\begin{aligned} M &\leq R_b \cdot b_f \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\ &= 145 \cdot 18,75 \cdot 0,96(14,5 - 0,5 \cdot 0,96) + 4350 \cdot 1,131 \cdot (14,5 - 3,5) = 90711 \text{кг} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

Полная расчетная равномерно распределенная нагрузка на плиту равна:

$$q = q_0 + q_n = 368,5 + 420 = 788,5 \text{кг} / \text{м}^2.$$

Максимальный изгибающий момент в сечении плиты шириной 1 м будет равен:

$$M_1 = 0,07 \cdot q \cdot l^2 = 0,07 \cdot 788,5 \cdot 5^2 = 1379,87 \text{кг} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент на одно ребро плиты будет равен:

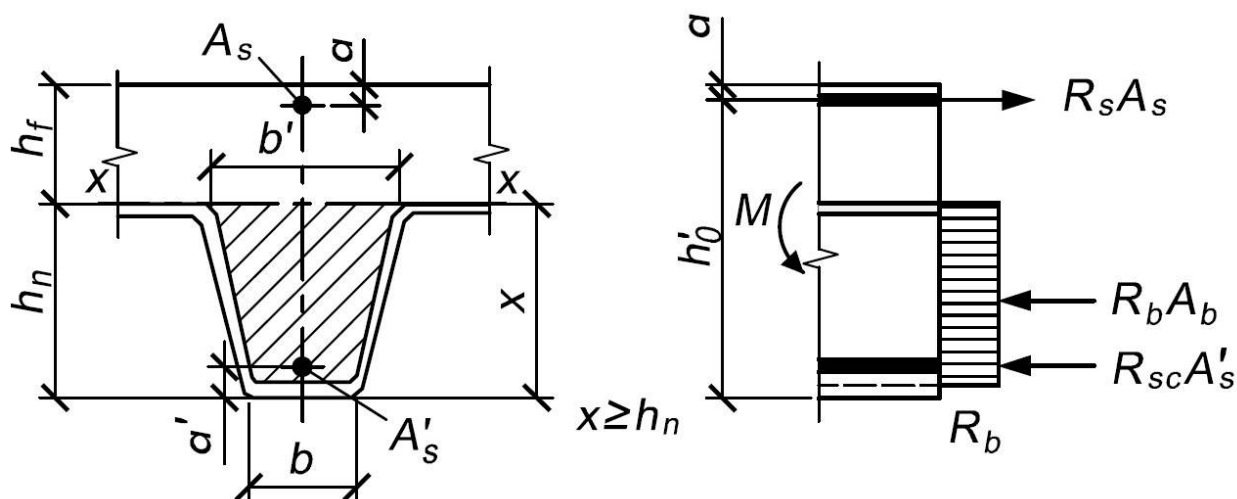
$$M_{1p} = M_1 \cdot 0,1875 = 1379,87 \cdot 0,1875 = 258,73 \text{кг} \cdot \text{м} = 25873 \text{кг} \cdot \text{см}.$$

$$25873 \text{кг} \cdot \text{см} < 90711 \text{кг} \cdot \text{см} - \text{условие выполнено.}$$

*На опоре:*

При положении нейтральной оси выше высоты профилированного листа ( $x > h_n$ ) часть сжатой зоны бетона, расположенную над полкой профилированного листа, не учитывается.





$$b=50\text{мм.}$$

$$b'=95,5\text{мм.}$$

$$M \leq R_b \cdot \left(\frac{b+b'}{2}\right) \cdot h_n \cdot (h_0 - 0,5h_n) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') =$$

$$= 145 \cdot \left(\frac{14,55}{2}\right) \cdot 7,5 \cdot (14,55 - 0,5 \cdot 7,5) + 4350 \cdot 1,131 \cdot (14,5 - 3,5) = 139168 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

Максимальный изгибающий момент в сечении плиты шириной 1 м будет равен:

$$M_1 = 0,125 \cdot q \cdot l^2 = 0,125 \cdot 788,5 \cdot 5^2 = 2464,06 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Изгибающий момент на одно ребро плиты будет равен:

$$M_{1p} = 2464,06 \cdot 0,1875 = 462,01 \text{ кг} \cdot \text{м} = 46201 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

$$46201 \text{ кг} \cdot \text{см} < 139168 \text{ кг} \cdot \text{см} - \text{условие выполнено.}$$

### Расчет прочности плиты по наклонным сечениям

Расчет прочности плиты по наклонным сечениям выполняется на действие поперечной силы, а угол наклонной трещины принимается равным  $45^\circ$  к горизонтальной оси. При этом должны соблюдаться условия:

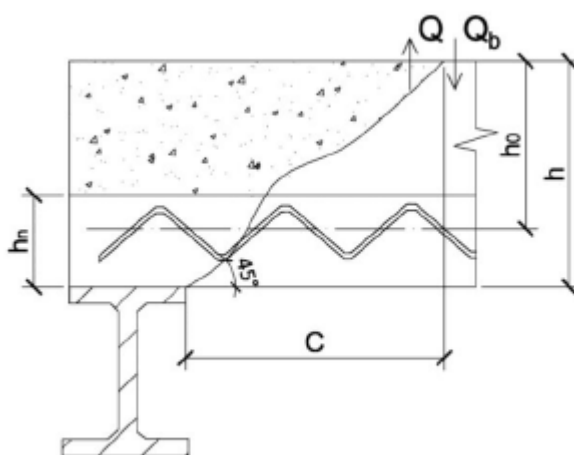
$$Q_{\max} = 0,625 \cdot q \cdot l = 0,625 \cdot 788,5 \cdot 5 = 2464,06 \text{ кг.}$$

Поперечная сила действующая на одно ребро плиты будет равна:

$$Q_{lp} = 0,1875 \cdot Q_{\max} = 0,1875 \cdot 2464,06 = 462,01 \text{ кГ.}$$

Средняя ширин ребра тавровой плиты:

$$\left(\frac{b+b'}{2}\right) = \left(\frac{50+95,5}{2}\right) = 72,75 \text{ мм.}$$



$$Q \leq 0,34 R_y \gamma_c h_n t_n + Q_b,$$

Где  $0,34 R_y \gamma_c h_n t_n$  - поперечное усилие, воспринимаемое стенками настила в одном гофре;

$Q_b$  - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном.

$$Q_b = \frac{0,75 \cdot R_{bt} (b+b') \cdot h_0^2}{C} = \frac{0,75 \cdot 145 \cdot (14,55) \cdot 15^2}{18} = 19,8 \text{ м}$$

где  $C$  – длина проекции наклонного сечения, принимается не менее  $1,0 h_0$  и не более высоты сечения  $h$ .

При условии, что:

$$0,5 R_{bt} \frac{(b+b')}{2} h_0 = 7,9 \text{ м} \leq Q_b = 19,8 \text{ м} \leq 2,5 R_{bt} \frac{(b+b')}{2} h_0 = 39,6 \text{ м}$$

Условия выполнены.

$$Q = 0,8 \text{ м} \leq 0,34 R_y \gamma_c h_n t_n + Q_b = 5,51 + 19,8 = 25,31 \text{ м} - \text{условие выполнено.}$$

## Проверка прочности сцепления настила с бетоном

Сцепление настила с бетоном проверяют для нормального сечения плиты в месте наибольшего изгибающего момента, в четверти пролета и в местах приложения сосредоточенных нагрузок. При этом должно соблюдаться условие:

Максимальный изгибающий момент в сечении плиты шириной 1 м будет равен:

$$M_1 = 0,07 \cdot q \cdot l^2 = 0,07 \cdot 788,5 \cdot 5^2 = 1379,87 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

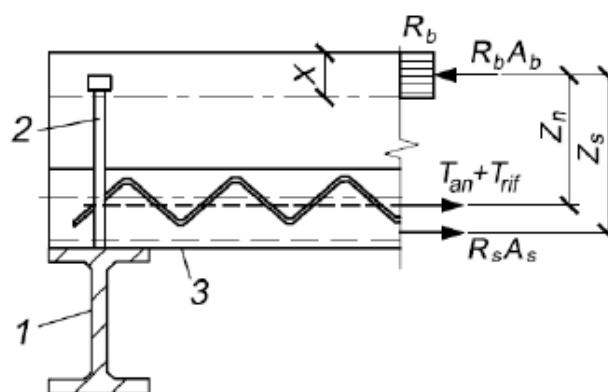
Изгибающий момент на одно ребро плиты будет равен:

$$M_{1p} = M_1 \cdot 0,1875 = 1379,87 \cdot 0,1875 = 258,73 \text{ кг} \cdot \text{м} = 25873 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

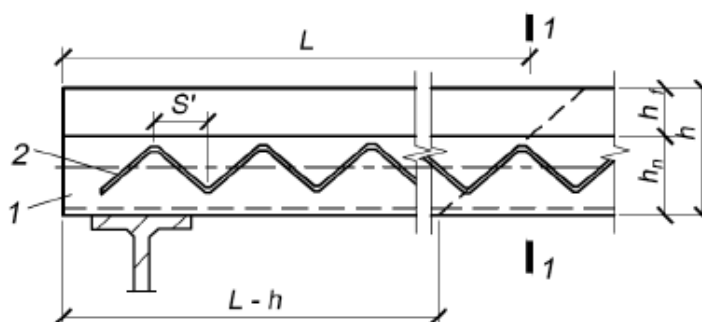
Проверку прочности анкеровки производим из условия:

$$M_1 \leq (T_{\text{ан}} + T_{\text{риф}}) z_n + \gamma_{\text{ан}} R_s A_s z_s,$$

где  $T_{\text{ан}}, T_{\text{риф}}, z_n, z_s$



1 – прогон; 2 – анкер; 3 – стальной профилированный настил  
Схема усилий при расчете по прочности анкеровки



1 – стальной профилированный настил; 2 – выштампованные рифы; 1-1 – сечение по пролету настила в месте наибольшего изгибающего момента, в четверти пролета, в местах приложения сосредоточенных сил; L – длина участка расположения рифов на стенках настила, учитываемых в расчете его анкеровки  
Расположение рифов на стенках профилированного настила.

$$M = 0,26m \cdot m \leq T_{an} z_n + \gamma_{an} R_s A_s z_s = 19127 \cdot 14,5 + 1 \cdot 4,350 \cdot 1,131 \cdot 14, = 3,49m \cdot m$$

Сопротивление анкерówki из стад-болта сдвигу на опоре определяем по формуле:

$$T_{an} = 0.64 R_y A_{an} n_{an} = 0.64 \cdot 3100 \cdot 4,9 \cdot 2 = 19443 \text{ кг}$$

Предельное усилие сжатия бетона для стад-болта определяем по формуле:

$$T_{an2} = \frac{1}{\gamma_{\delta}} 0.29 \cdot n_{an} \cdot \alpha \cdot d_1^2 \sqrt{R_b \cdot E_b},$$

где  $R_b = 7,65 \text{ МПа}$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

$\gamma_{\delta} = 1,25$  - коэффициент условия работы болта;

$d_1$  - диаметр стержня стад-болта;

$E_b$  - начальный модуль упругости бетона.

$$T_{an2} = \frac{1}{1,25} 0.29 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 2,5^2 \sqrt{14,5 \cdot 30000} \cdot 10 = 19127 \text{ кг}$$

### Расчет прогиба плиты

Прогиб плиты перекрытия рассчитывают по формуле:

$$f_m = f_n + f_{rc} + f_{add},$$

где  $f_n$  – максимальный прогиб настила от нормативных нагрузок на стадии укладки бетонной смеси;

$f_{rc}$  – прогиб плиты от действия постоянной и временной нагрузок на стадии эксплуатации с учетом ее расчетной кривизны;

$f_{add}$  – дополнительный прогиб плиты за счет податливости анкерных связей (т.к. анкерные связи полностью воспринимают момент, принимаем  $f_{add}=0$ ).

Прогиб  $f_m$  не должен превышать предельных прогибов конструкций, а также не должен превышать значения  $l/150$ , где  $l$  – пролет плиты.

Прогиб плиты определяется как для однопролетной, свободно опертой конструкции по формуле:

$$f_{rc} = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \delta \cdot l^2,$$

$\left(\frac{1}{r}\right)$  - расчетная кривизна плиты на участке с наибольшим изгибающим моментом;

$\delta$  - коэффициент по таблице.

Дополнительный прогиб рекомендуется определять как для однопролетной балки с моментами на опорах, принимая коэффициент  $\delta = 0.125$ .

Расчетная кривизна плиты определяется в соответствии с СП 63.13330 по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_n}{D} = \frac{139700}{300000 \cdot 6404} = 0,0000727$$

где  $M_n$  – изгибающий момент от нормативной нагрузки;

$D$  – изгибная жесткость приведенного сечения плиты.

Полная нормативная равномерно распределенная нагрузка на плиту равна:

$$q = q_0 + q_n = 347,5 + 350 = 697,5 \text{ кг} / \text{м}^2.$$

Максимальный изгибающий момент в сечении плиты шириной 1 м будет равен:

$$M_1 = 0,07 \cdot q \cdot l^2 = 0,07 \cdot 697,5 \cdot 5^2 = 1220,63 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент на одно ребро плиты будет равен:

$$M_{1p} = M_1 \cdot 0,1875 = 1220,63 \cdot 0,1875 = 228,87 \text{ кг} \cdot \text{м} = 22887 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M_n}{D} = \frac{22887}{300000 \cdot 6404} = 0,00012$$

$$f_{rc} = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \delta \cdot l^2 = 0,00012 \cdot \frac{5}{48} \cdot 500^2 = 0,31 \text{ см}.$$

$$f_m = f_n + f_{rc} + f_{add} = 0,0079 + 0,31 = 0,32 \text{ см}$$

$$f_m = 0,32 \text{ см} < \frac{1}{200} l = 2,5 \text{ см} < \frac{1}{150} l = 3,3 \text{ см}$$

### Расчеты по прочности объединения железобетона и стали гибкими упорами

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

$$S_i = (\sigma b_1 A_b + \sigma s_1 A_s) - (\sigma b_2 A_b + \sigma s_2 A_s)$$

Полное концевое сдвигающее усилие следует определять, принимая на конце  $\sigma=0$  и назначая расчетным поперечное сечение, расположенное на расстоянии от конца плиты равном

$$a_e = 0.36(h + bsl) = 0.36(580 + 730) = 472 \text{ мм}$$

где  $\square$  — расчетная высота поперечного сечения сталежелезобетонного элемента;

$$bsl = a + 6tsl = 100 + 6 \cdot 105 = 730 \text{ мм}$$

Из расчетного комплекса ПК ЛИРА-САПР 2013 были получены усилия:

$$S_e = (10.51) - (2.36) = 8,15 \text{ м}$$

$$S'_e = \frac{11,15}{6} = 1,36 \text{ м}$$

Сдвигающее усилие  $Sh$ , приходящееся на один гибкий упор, должно отвечать следующим условиям прочности:

$$Sh \leq Pr d$$

где  $Pr d$  — несущая способность упора на сдвиг, принимаемая:

- для гибких упоров в виде круглых стержней при  $l/d > 4,2$

$$Pr d = d^2 a n \sqrt{10 R b} = 752,6 \text{ кг}$$

Для гибких упоров в виде круглых стержней должно быть, кроме того, выполнено условие

$$Sh \leq 0.063 d^2 a n \gamma c R_y = 1098,6 \text{ кг}$$

$R_y = 310 \text{ МПа}$ .

$d_{an} = 25 \text{ мм}$  — диаметр стержня гибкого упора или анкера, см;

Количество стад болтов в одном гофре:

$$N = S'e / Pr d = 1,36 \cdot 1000 / 752,6 = 1,8 \text{ ум}$$

Принимаем 2 стад болта на гофр.

### Расчет комбинированной балки перекрытия

Определяем силу взаимодействия стали балки и бетона плиты, которое зависит от числа гофр N, устанавливаемых на главной балке по ее длине и силы сдвига S'e,

$$F_u^\gamma = N \times S'e = 27 \times 1,36 = 36,72 \text{ м} = 367,2 \text{ кН}$$

Высота сжатой зоны бетона:

$$x_b = \frac{F_u^\gamma}{0,85 R_b B / \gamma_c} \leq h_b$$

$$x_b = \frac{367200}{0,85 \cdot 14,5 \cdot 2125 / 1,5} = 21,03 \text{ мм} < 100 \text{ мм.}$$

где Rb - расчетное сопротивление бетона на сжатие, МПа;

γс = 1,5 - коэффициент условия работы бетона;

hb - толщина бетона над профилированным настилом, м.

Определение положения нейтральной оси в балке производим исходя из условий:

- Сопротивление на сжатие балки:

$$F_a = 0,9 A_a R_y = 0,9 \times 87,8 \times 3100 = 244962 \text{ кг} = 244,9 \text{ т}$$

где Aa - площадь поперечного сечения балки;

Ry - расчетное сопротивление стали балки на сжатие, МПа.

Удвоенное усилие, воспринимающее верхней полкой балки:

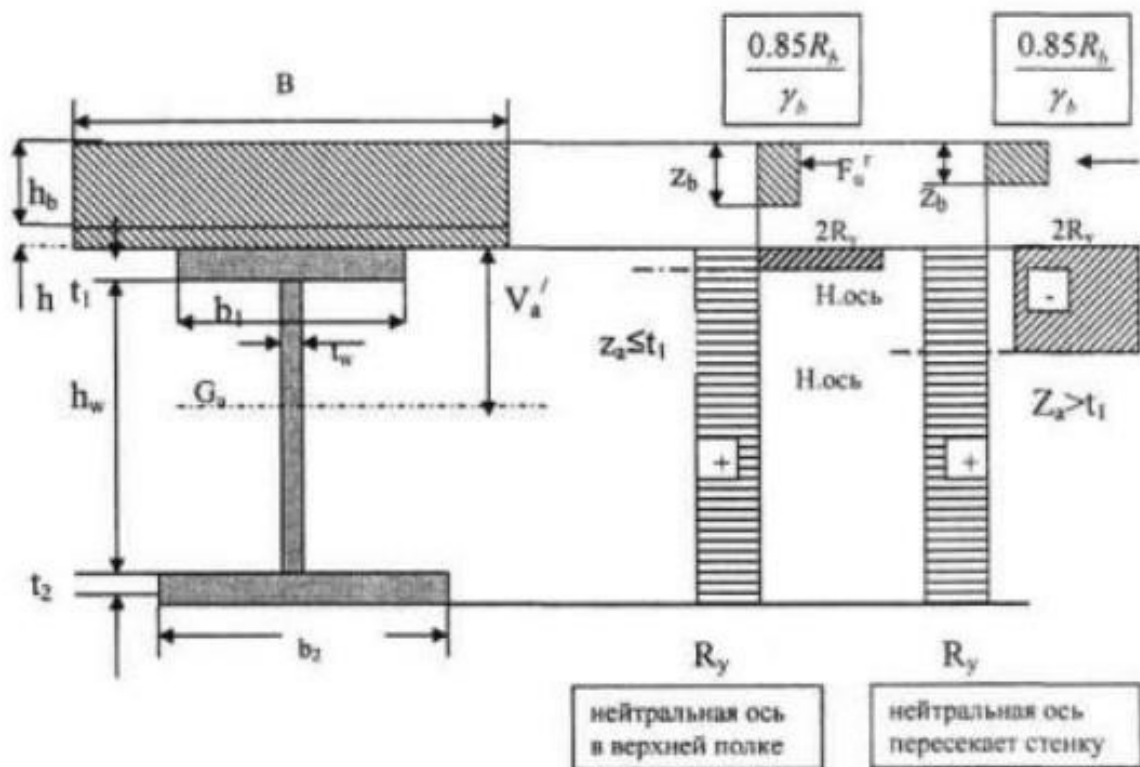
$$F_a^\gamma = 1,8 b_1 t_1 R_y = 1,8 \times 17,0 \times 1,15 \times 3100 = 109089 \text{ кг} = 109,1 \text{ т}$$

где b1 - ширина верхней полки балки;

t1 - толщина верхней полки балки.

Расстояние от внешней грани верхней полки балки до нейтральной оси определяется по формуле:

$$z_a = \frac{0,9 A_a R_y - F_u^\gamma}{1,8 b_1 R_y} = \frac{0,9 \times 87,8 \times 3100 - 36720}{1,8 \times 17 \times 3100} = 2,2 \text{ см}$$



Предельный момент равен:

$$M_u^y = F_u^y (h_a + h_b + v_a' - 0.5z_b) + 1.8b_1z_a (v_a' - 0.5z_b) R_y,$$

$h_b$  - толщина бетона над профилированным настилом;

$h_a$  - высота стальной балки;

$v'$  - расстояние от центра тяжести балки до верхней грани балки;

$z_b$  - высота сжатой зоны бетона;

$z_a$  - расстояние от нейтральной оси до верхней грани балки; Прочность обеспечена при выполнении неравенства:

$$M_u^y = 31600 \times (50 + 10.5 + 25 - 0.5 \cdot 2) + 1.8 \times 17 \times 1.82 \times (25 - 0.5 \times 2.2) \times 3100 = \\ = 2670200 + 4126193 = 6796393 \text{ кг} \cdot \text{см} = 67,96 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Суммарный момент  $M$  в плите, балке и момент от продольных усилий плиты и балки получен по результатам расчета трехмерной схемы в ПК ЛИРА-САПР2013.

$$M_u^y \geq M$$

$$67,96 \text{ т} \cdot \text{м} > 36,54 \text{ т} \cdot \text{м}$$



## 7. ПАРАМЕТРЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ

Жесткость элементов	Тип конечного элемента	Материал	Предельные перемещения	Коэффициент расчетной длины	Условия соединения
Двутавр 35К1 (крайние колонны В осях 4-8)	№10	C255		В плоскости YOZ: все колонны – 1. В плоскости XOZ: все колонны – 1.	Шарнирно с фундаментом
Двутавр 26К3 (в осях 1-3;9-11)	№10	C255		В плоскости YOZ: все колонны – 1. В плоскости XOZ: все колонны – 1.	Шарнирно с фундаментом
Двутавр 40К1 (средние в осях 4-8)	№10	C255		В плоскости YOZ: все колонны – 1. В плоскости XOZ: все колонны – 1.	Шарнирно с фундаментом
Двутавр 50Б2	№10	C345	1/250		Шарнирно
Двутавр 45Б1 (балки пандуса)	№10	C255	1/200		Шарнирно
Швеллер 20	№10	C245	1/200		Шарнирно
Пластина Н=15см (ортотропная)	№41; №42; №44	Бетон В25 Арматура Ø12 А500С	1/200		Жестко
Труба 80х4 (вертикальные и горизонтальные связи)	№10	C255			Шарнирно
Труба 120х4 (вертикальные связи посередине)	№10	C255			Шарнирно

## 7. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

### 7.1. Сочетание нагрузок (постоянные + временные (без ветра))

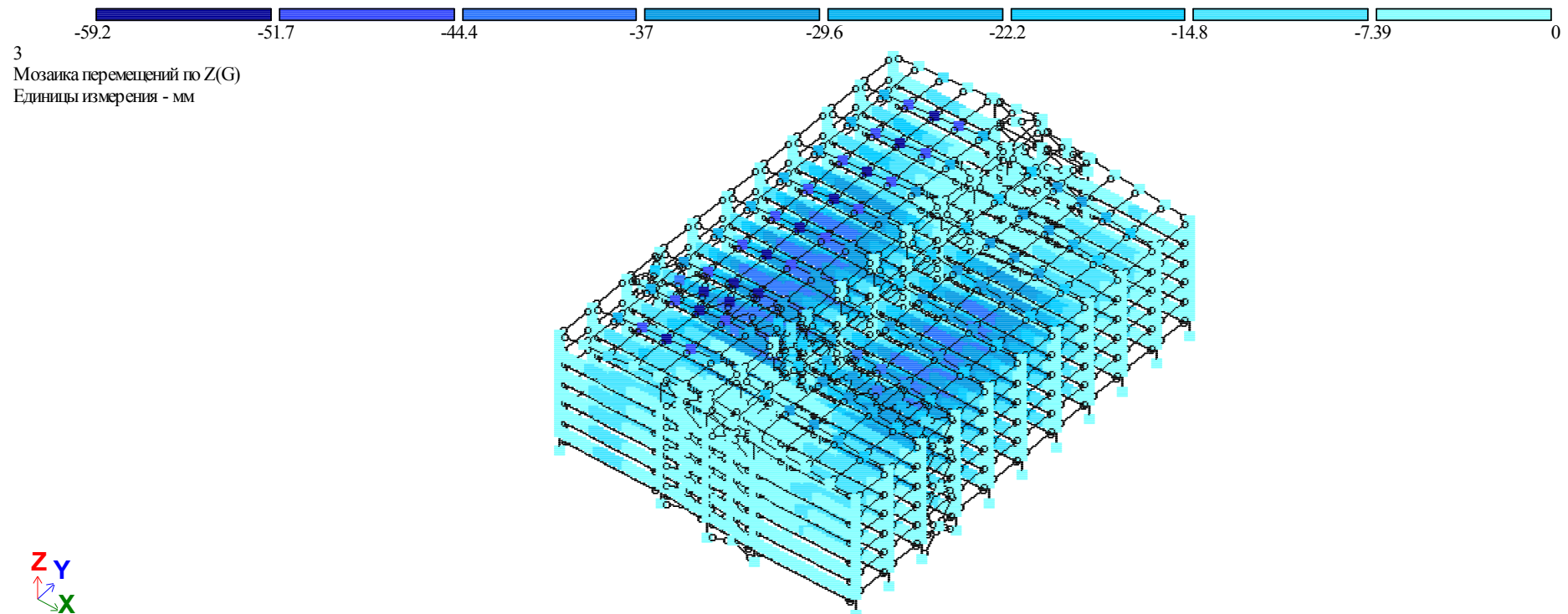


Рис.7.1– Перемещение в стержневых элементах по Z, мм

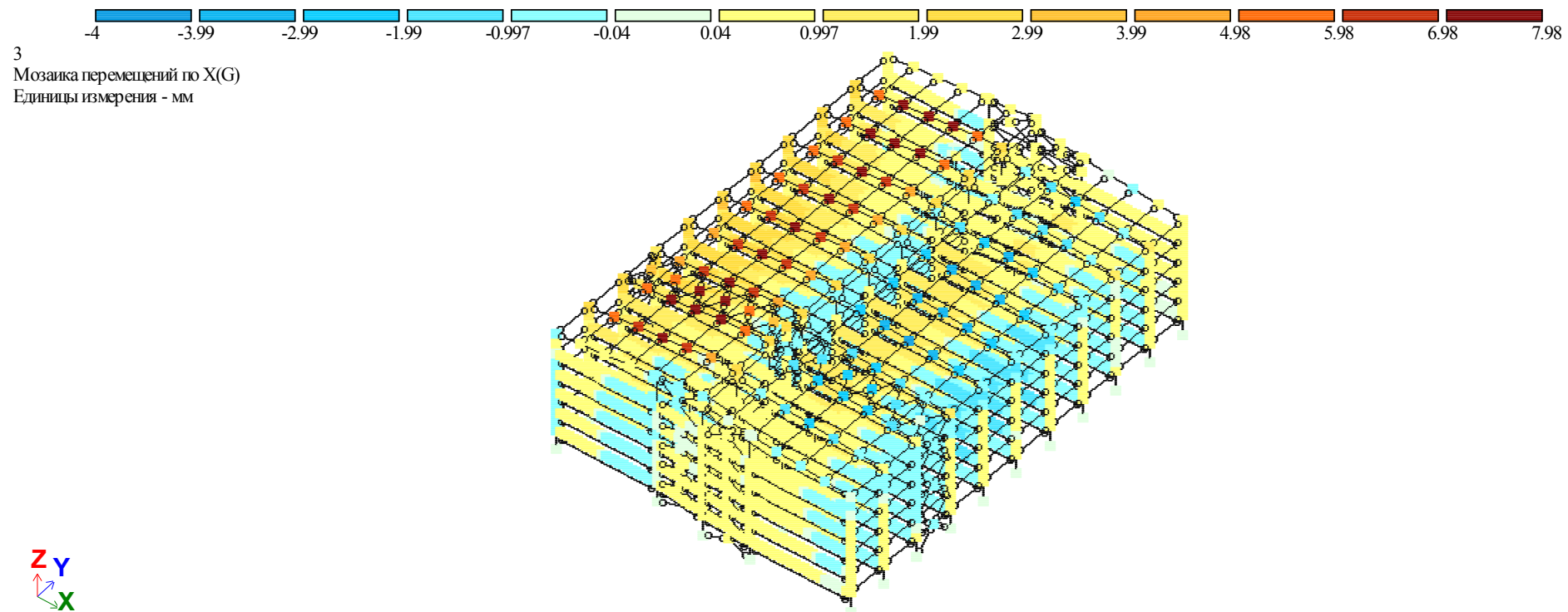


Рис.7.2– Перемещение в стержневых элементах по X, мм

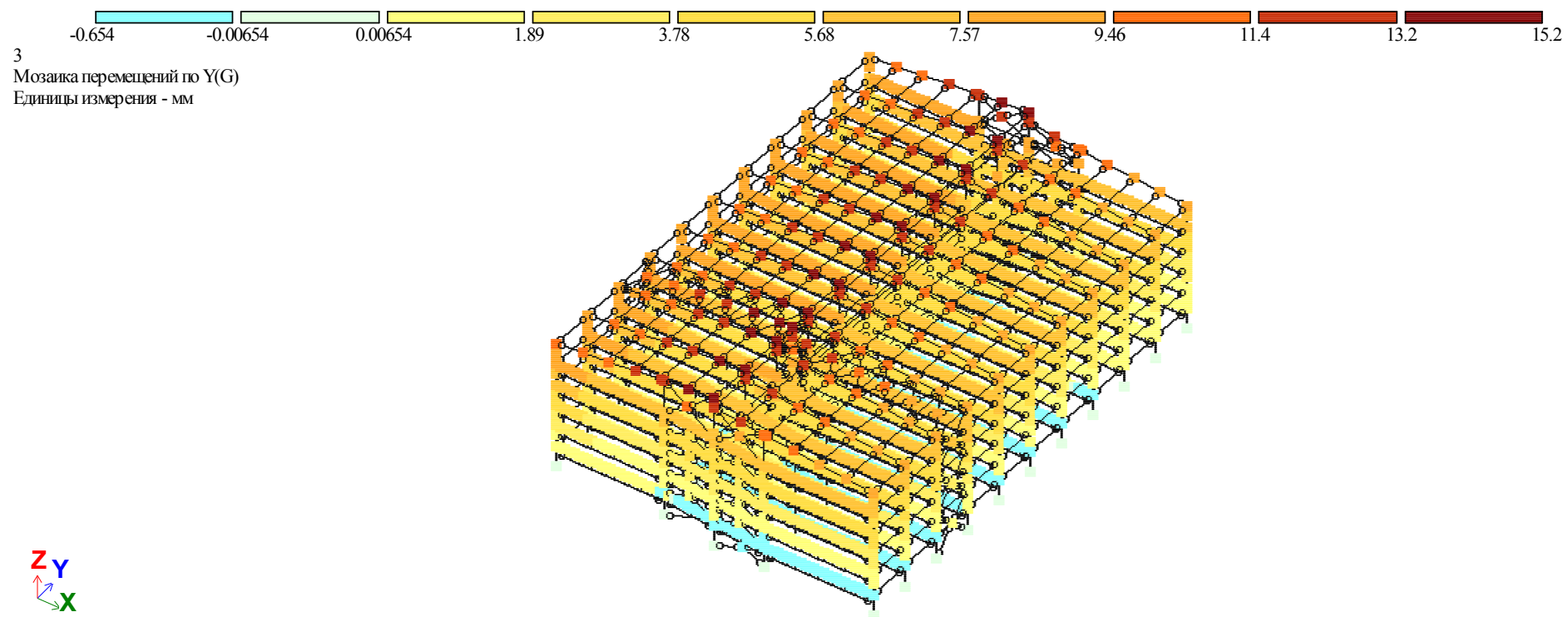


Рис.7.3– Перемещение в стержневых элементах по Y, мм

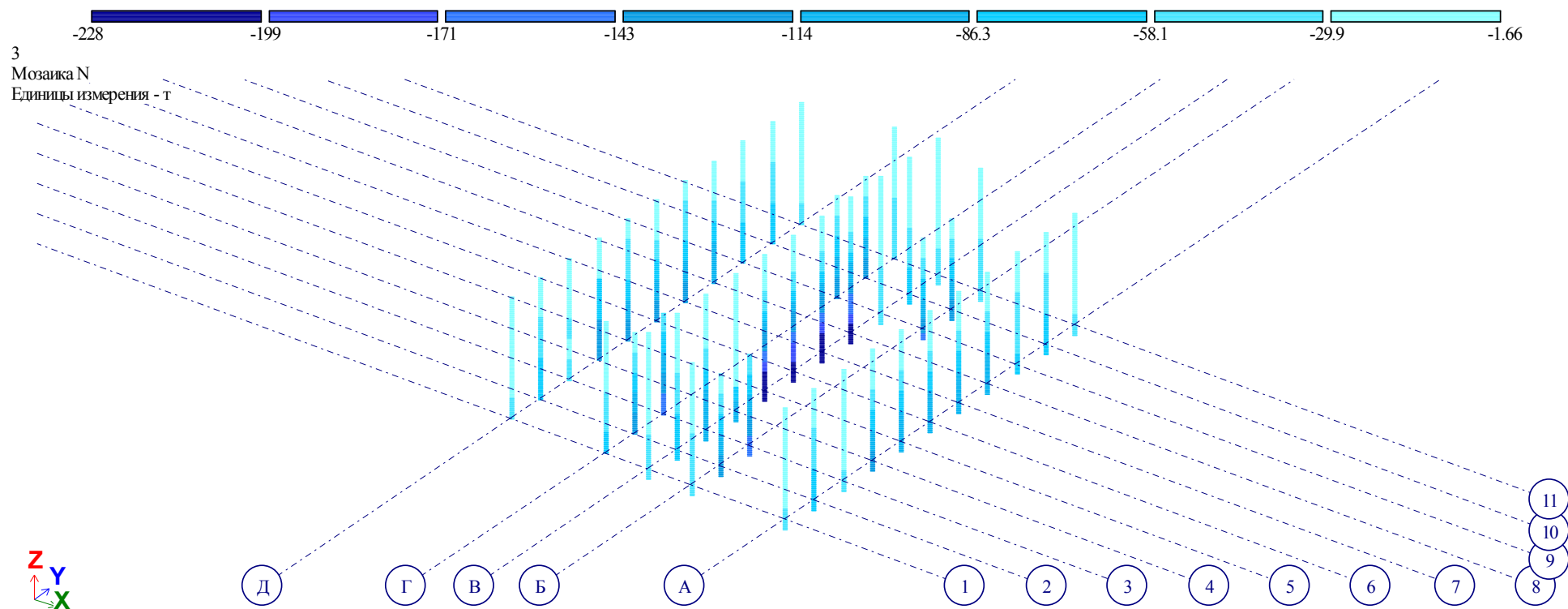


Рис.7.4— Мозаика усилий N, т

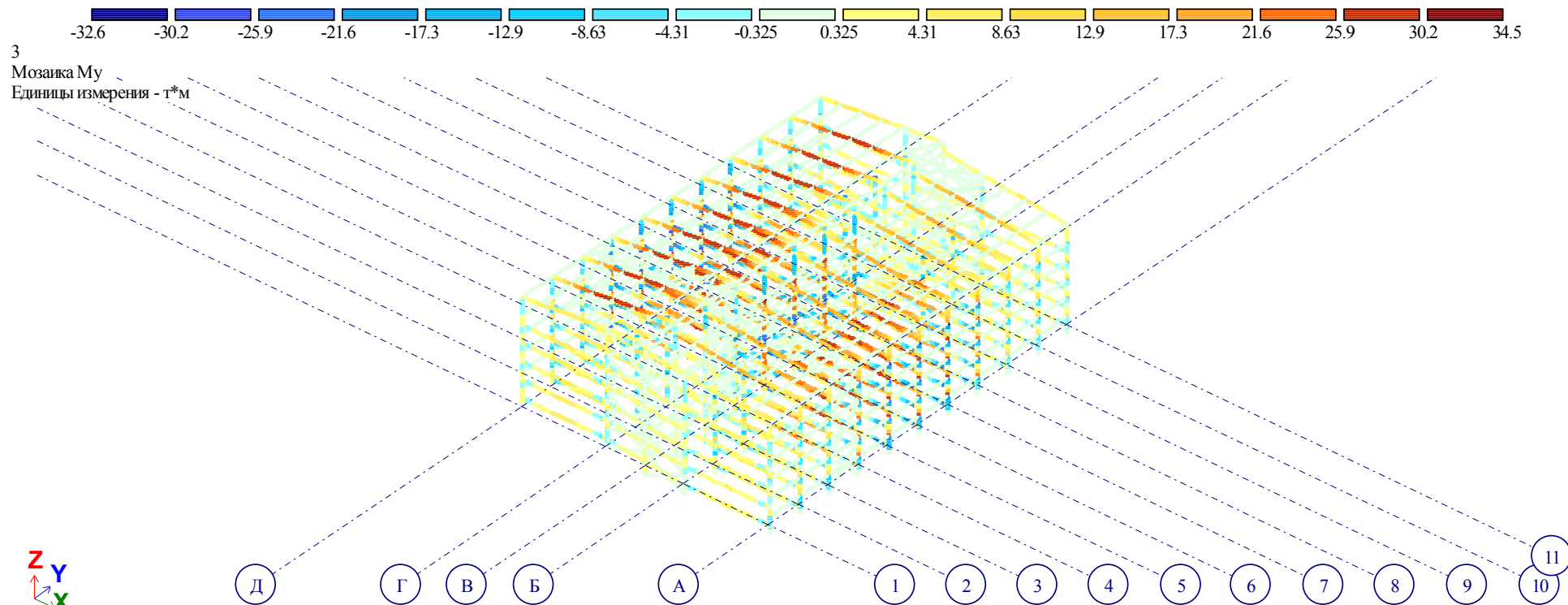


Рис. 7.5– Мозаика усилий  $M_y$  (общий вид), т\*м

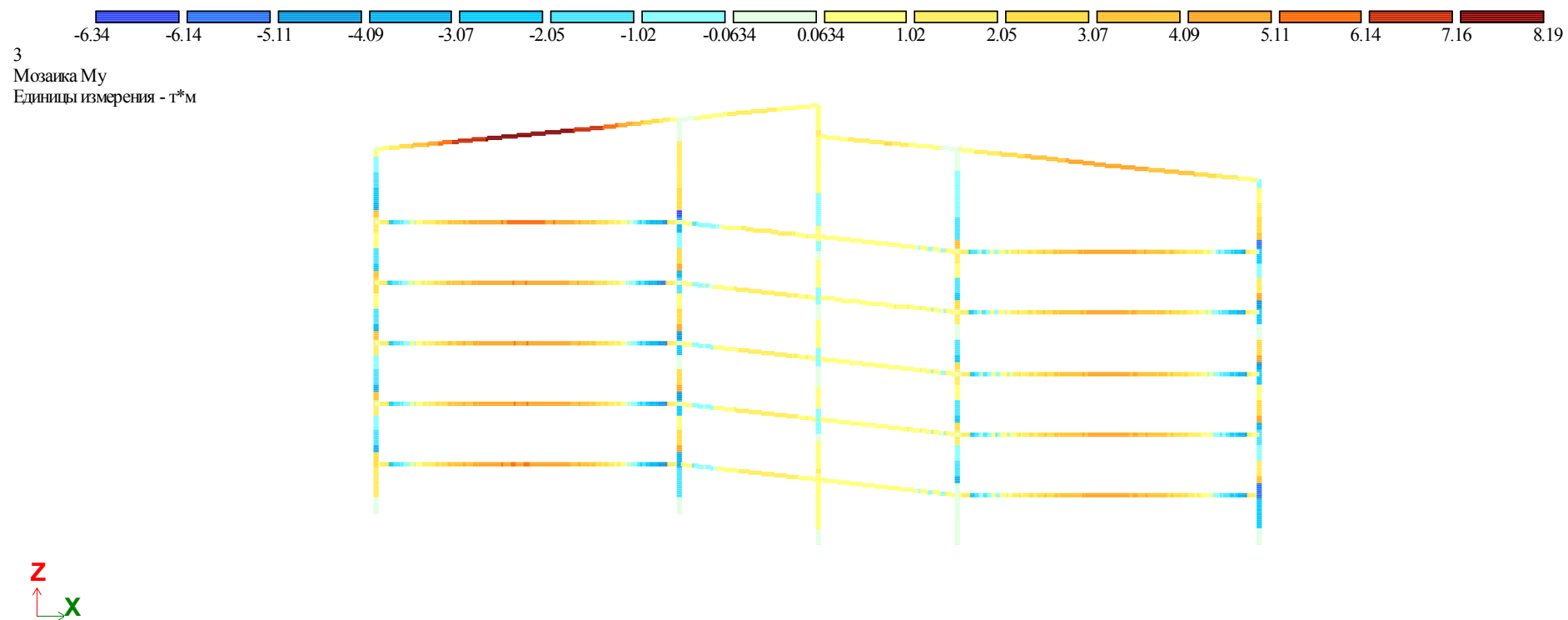


Рис. 7.6– Мозаика усилий  $M_y$  в раме по оси 1, т\*м

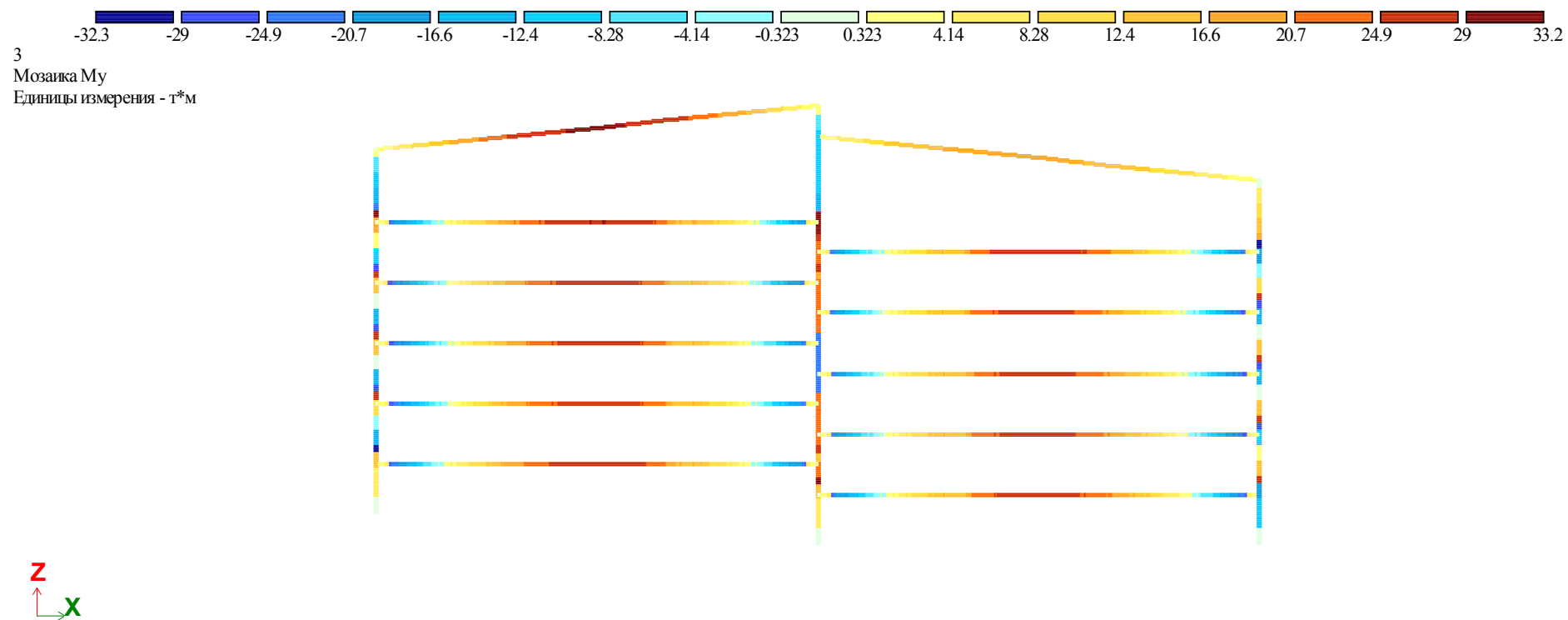


Рис. 7.7– Мозаика усилий  $M_y$  в раме по оси 6, т\*м



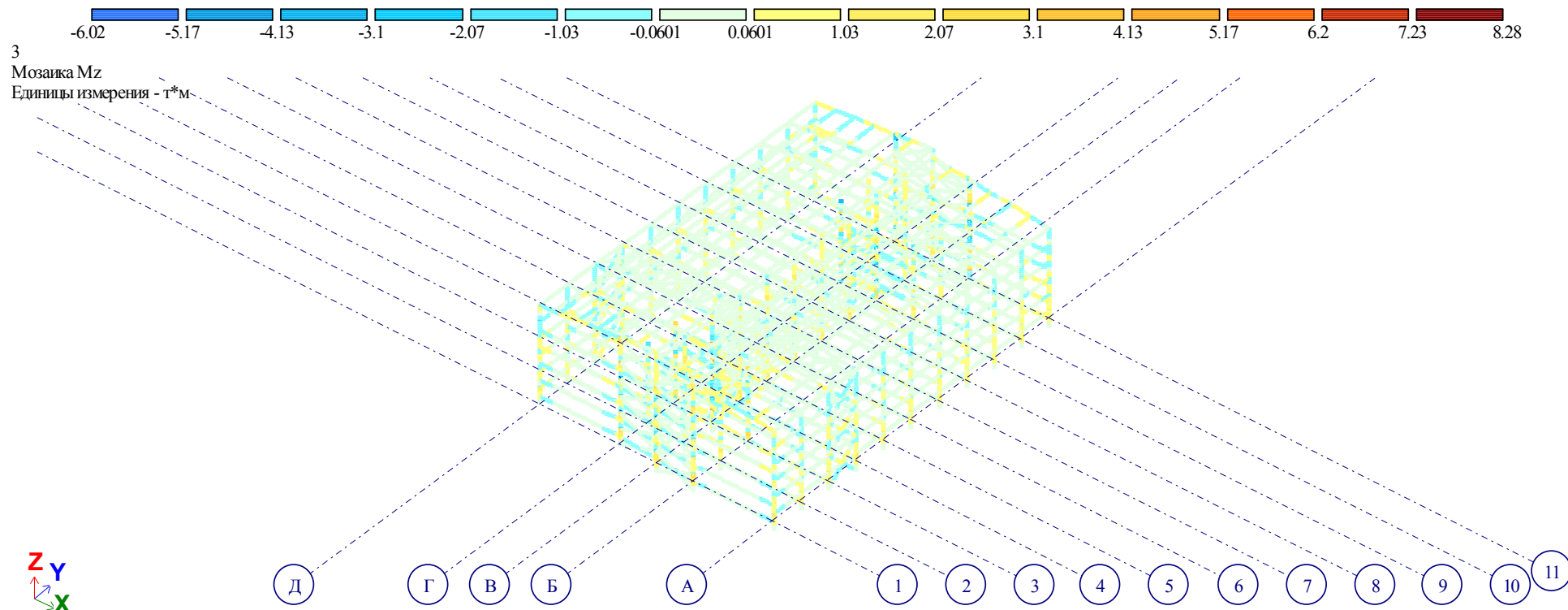


Рис. 7.8— Мозаика усилий  $M_z$  (общий вид), т\*м

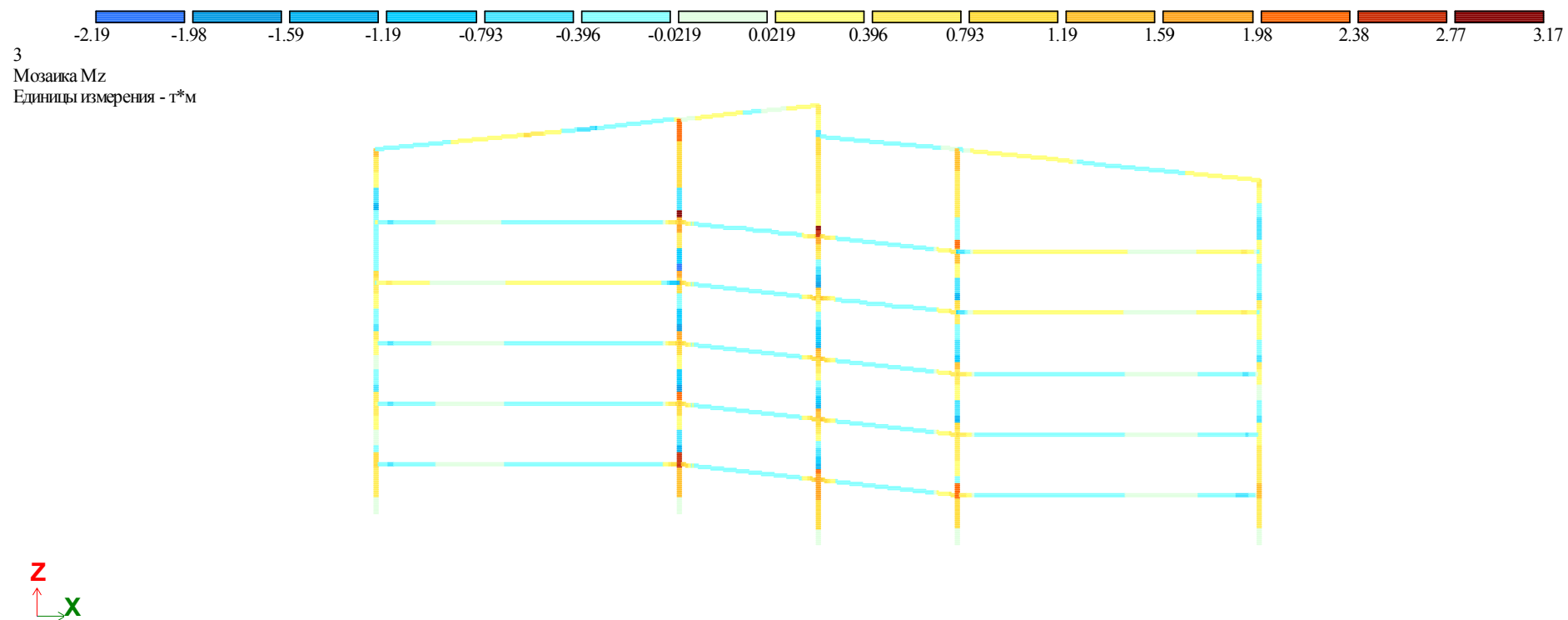


Рис. 7.9– Мозаика усилий  $M_z$  в раме по оси 1, т\*м

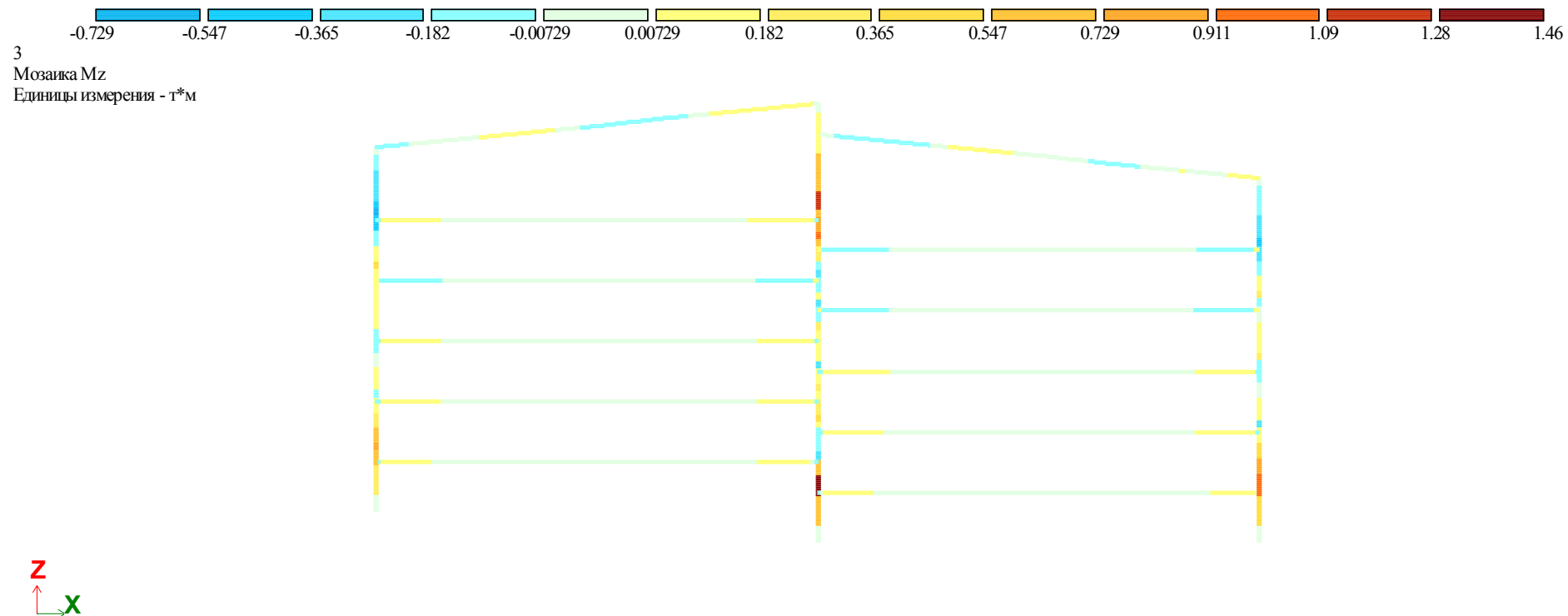


Рис. 7.10 – Мозаика усилий  $M_z$  в раме по оси 6, т\*м

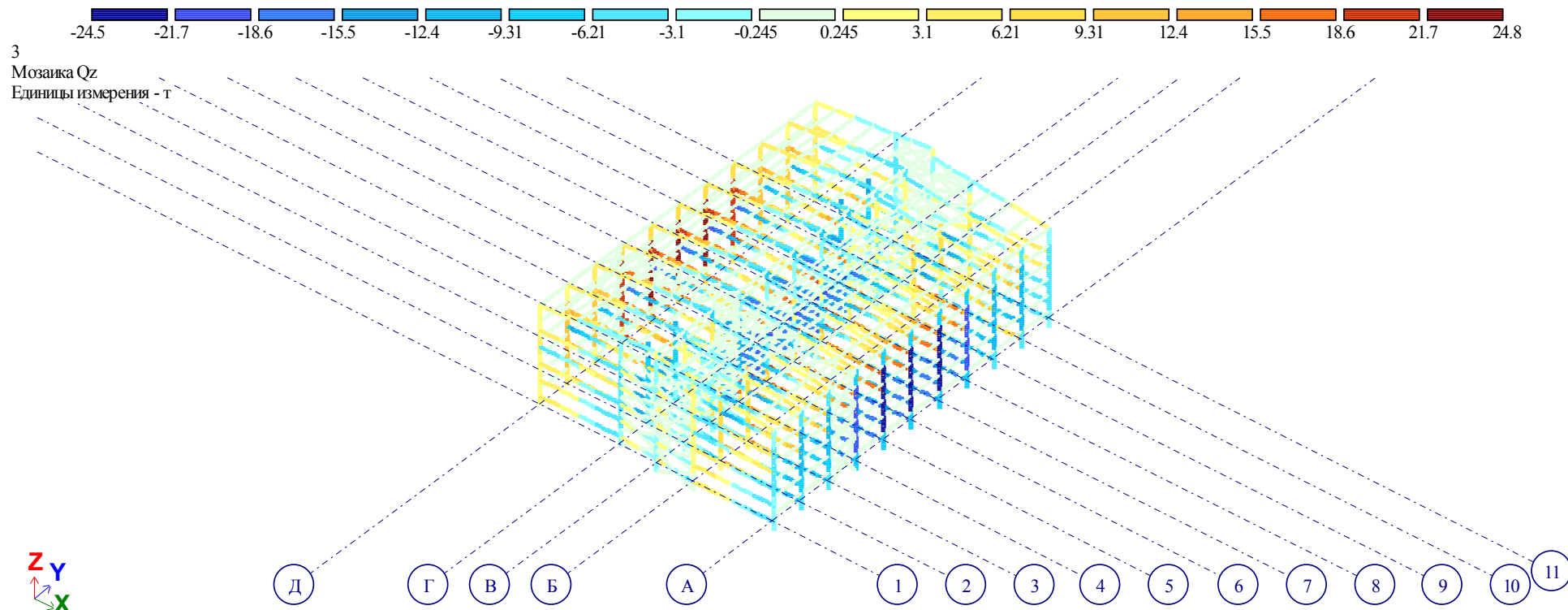


Рис. 7.11 – Мозаика усилий  $Q_z$  (общий вид), т

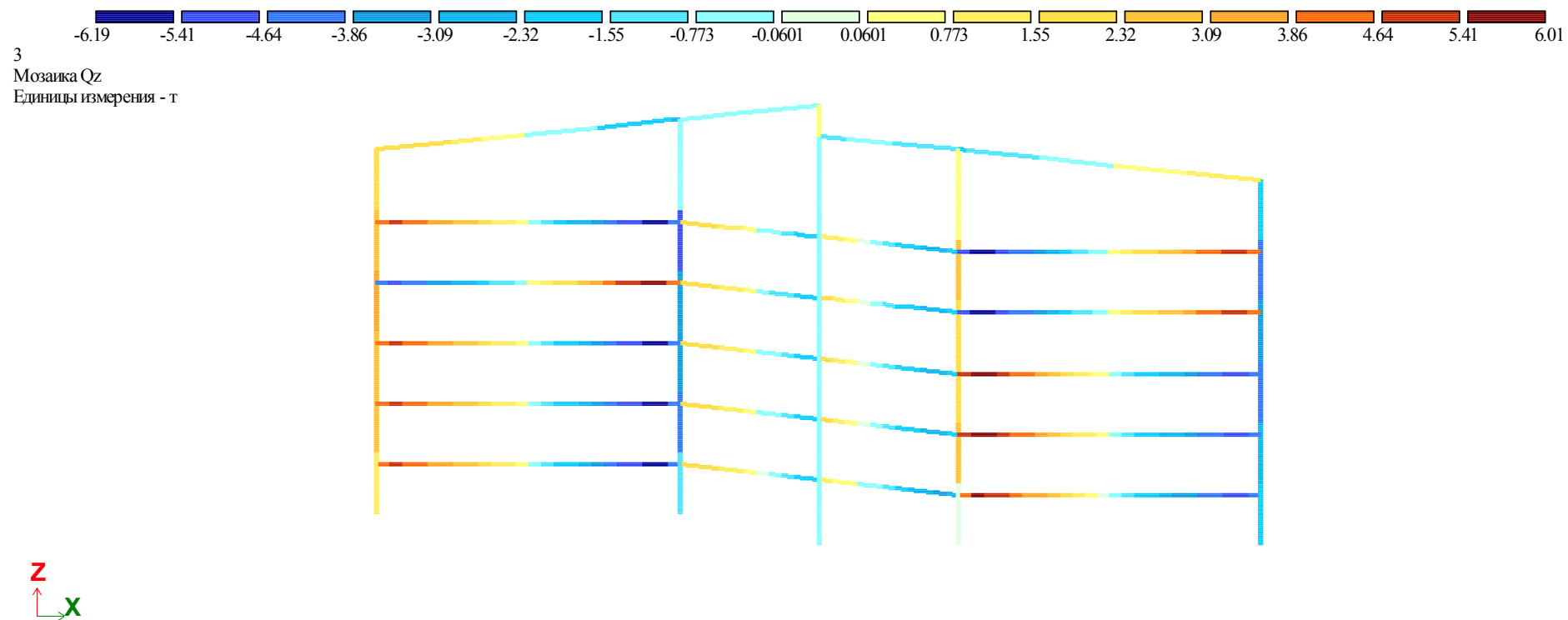


Рис. 7.12 – Мозаика усилий  $Q_z$  в раме по оси 1, т

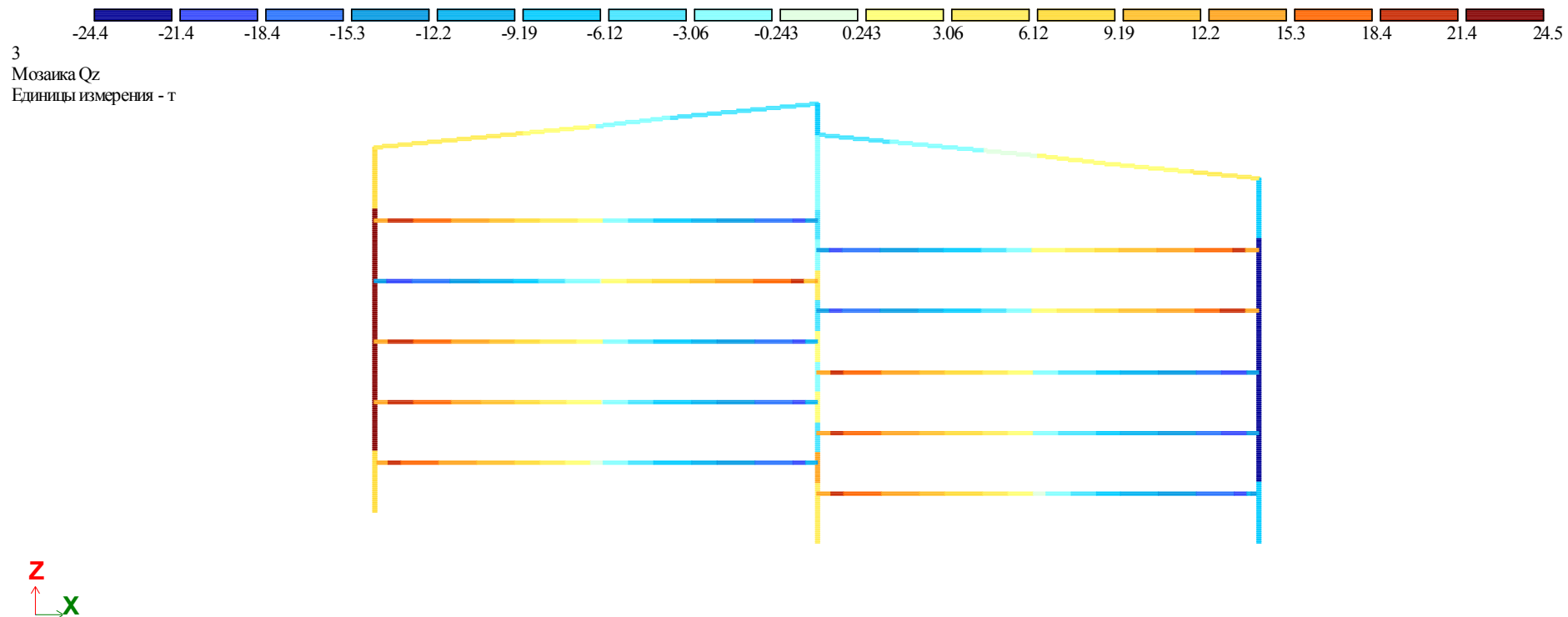


Рис. 7.13 – Мозаика усилий  $Q_z$  в раме по оси 6, т

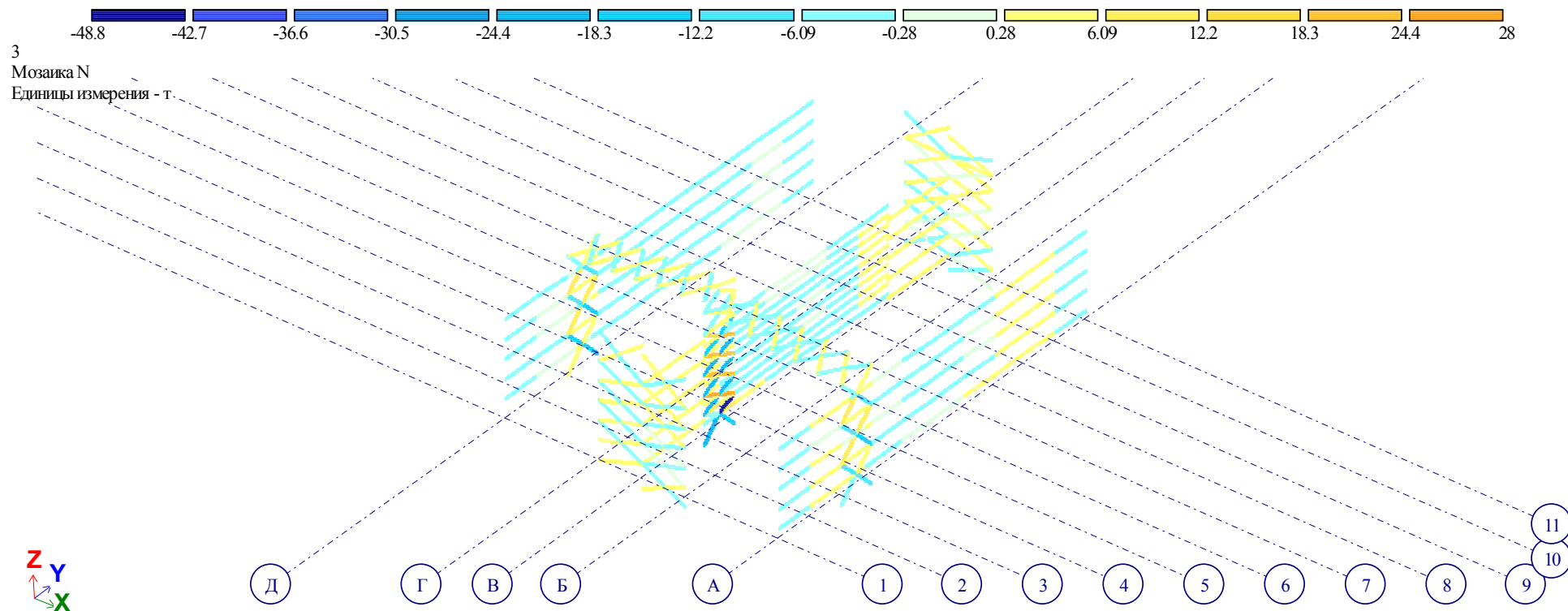


Рис. 7.14 – Мозаика усилий N в связях и распорках, т

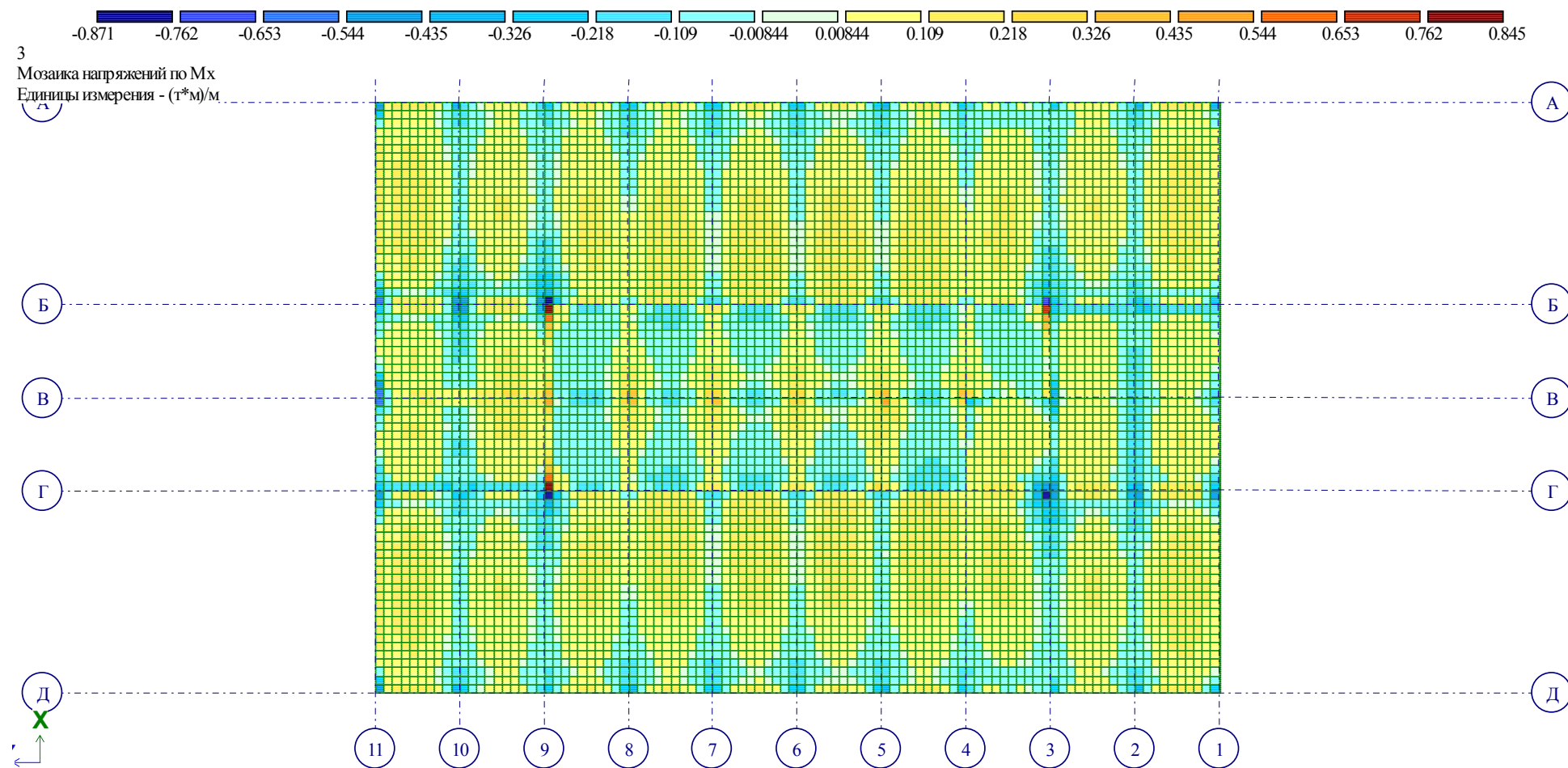


Рис. 7.15 – Мозаика усилий  $M_x$  в плите перекрытия, т/м



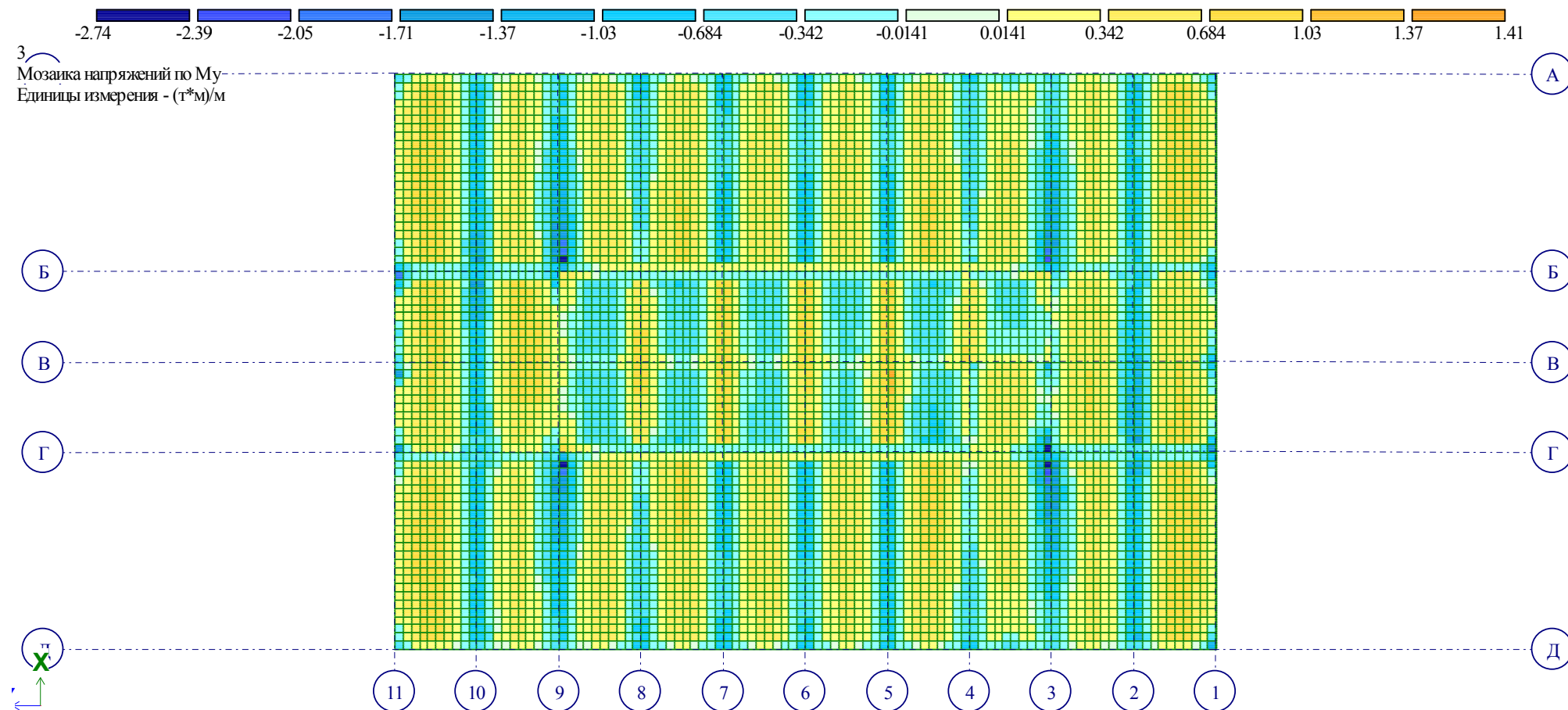


Рис. 7.16 – Мозаика усилий  $M_y$  в плите перекрытия, т/м

## 6.2. Сочетание нагрузок (постоянные + временные + ветер по оси X)

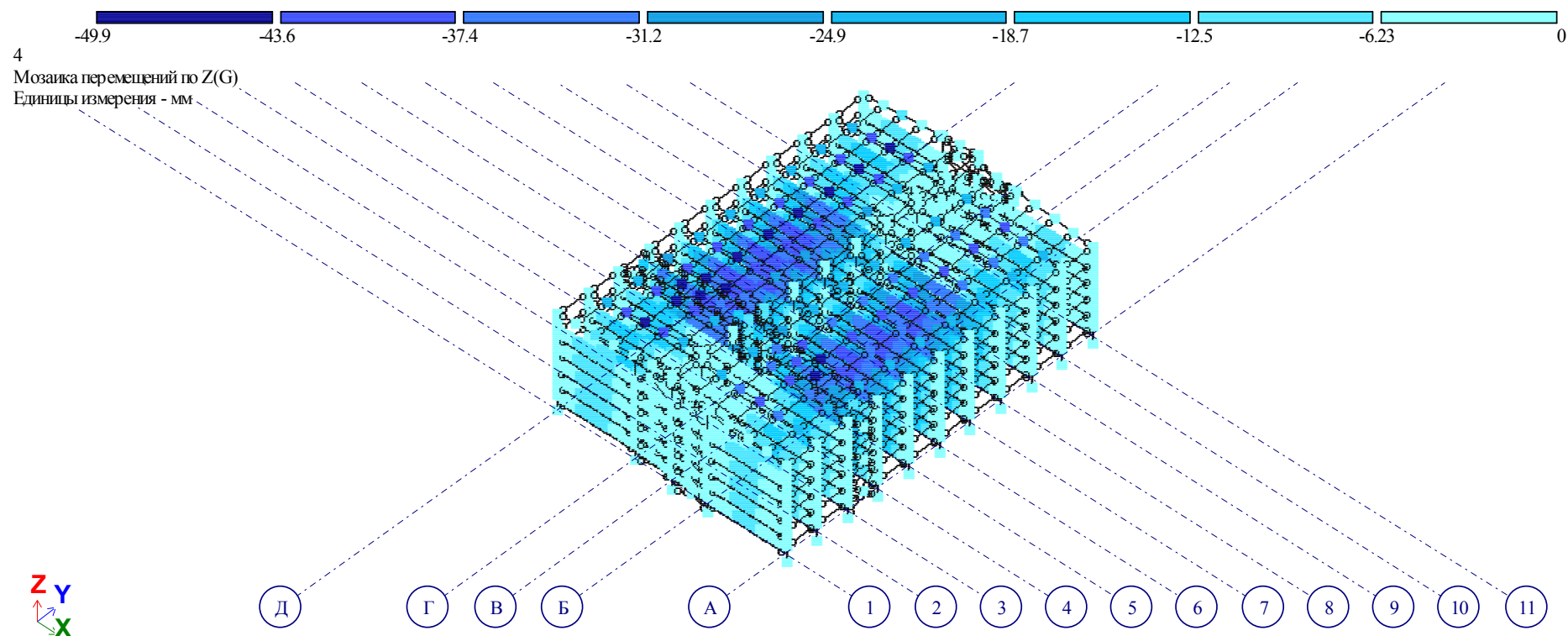


Рис. 7.17 – Перемещение в стержневых элементах по Z, мм

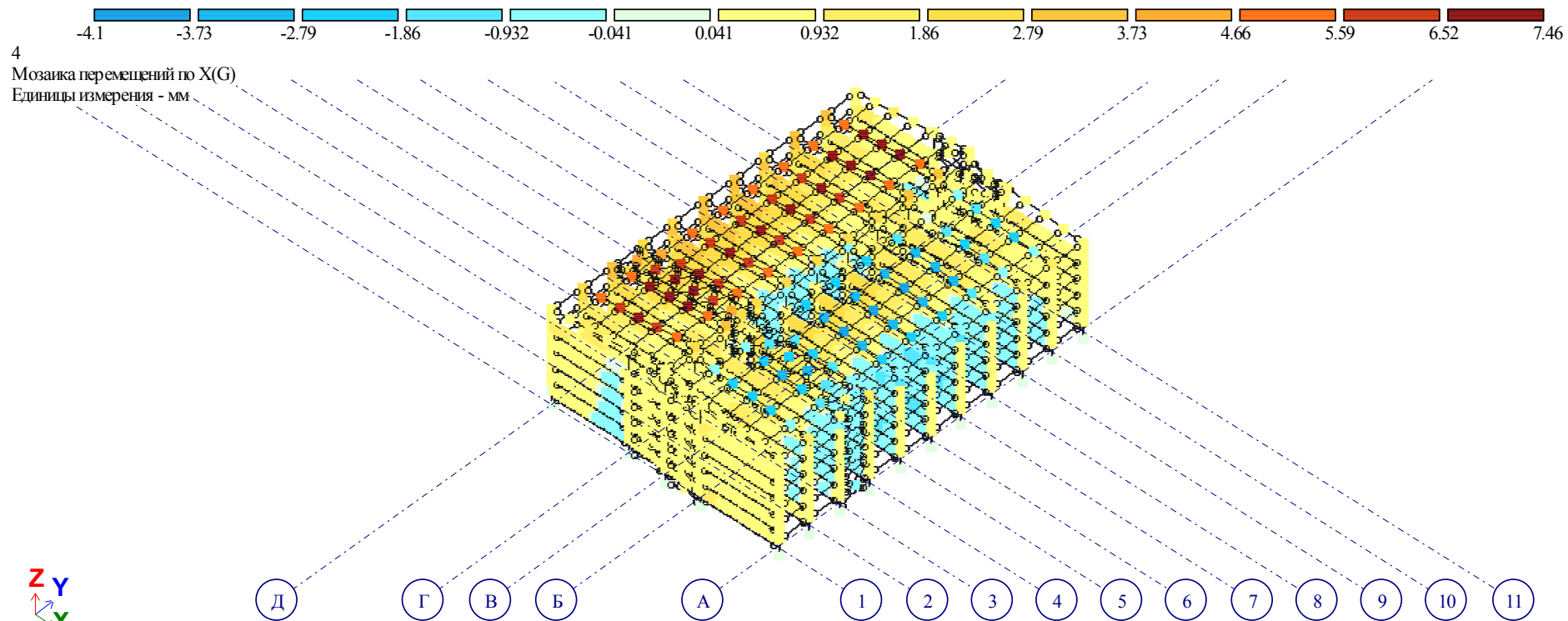


Рис. 7.18 – Перемещение в стержневых элементах по X, мм

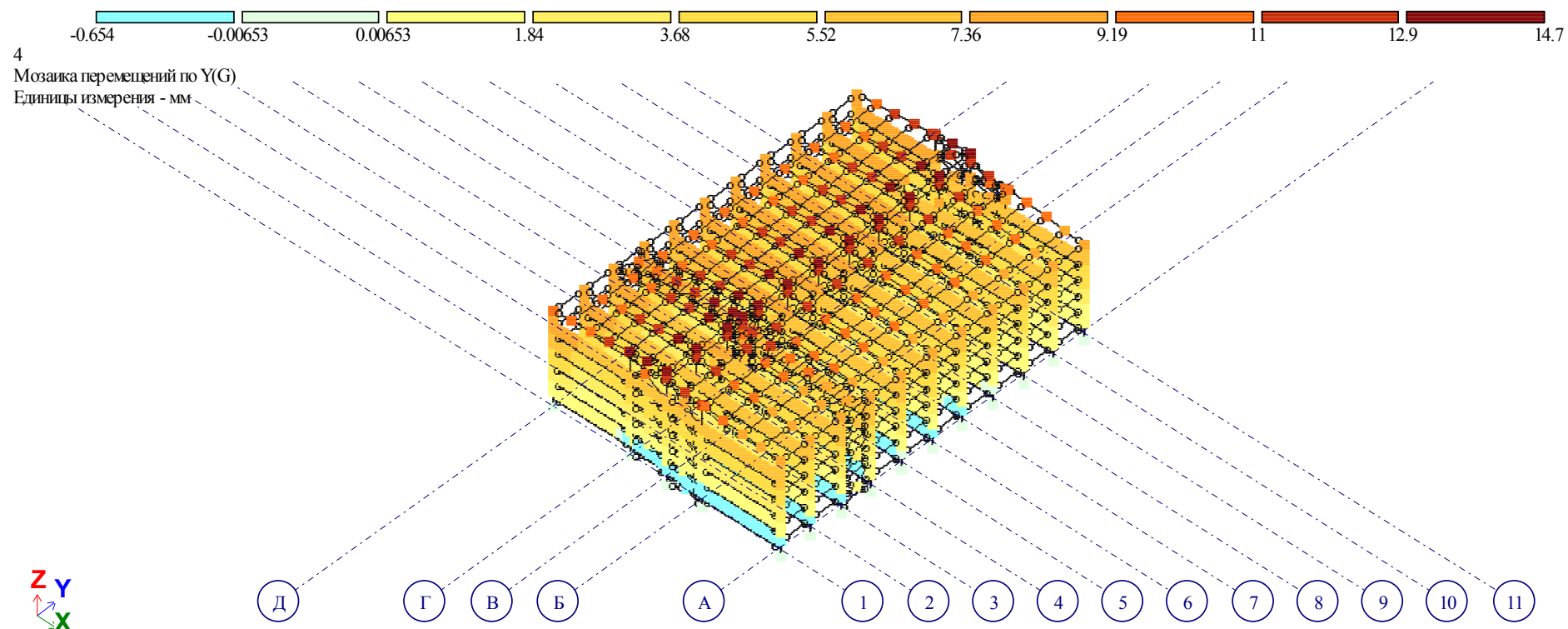


Рис. 7.19 – Перемещение в стержневых элементах по Y, мм

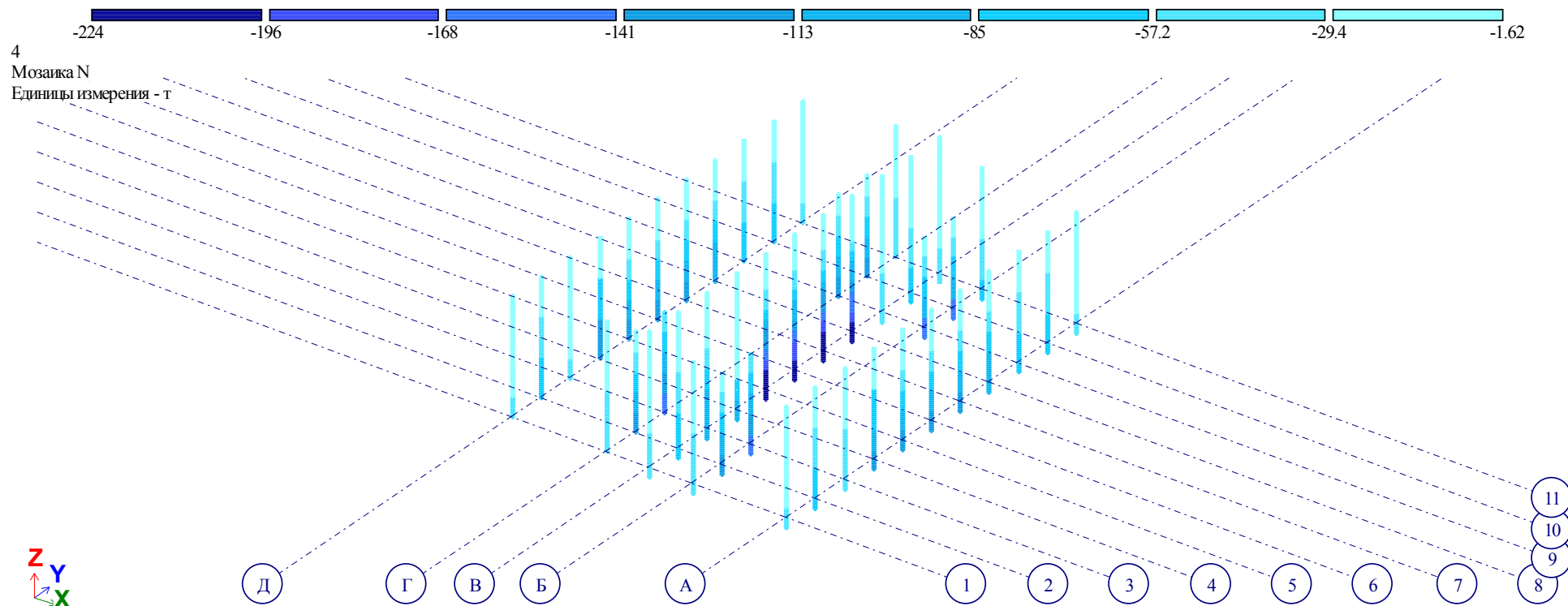


Рис. 7.20 – Мозаика усилий N, т

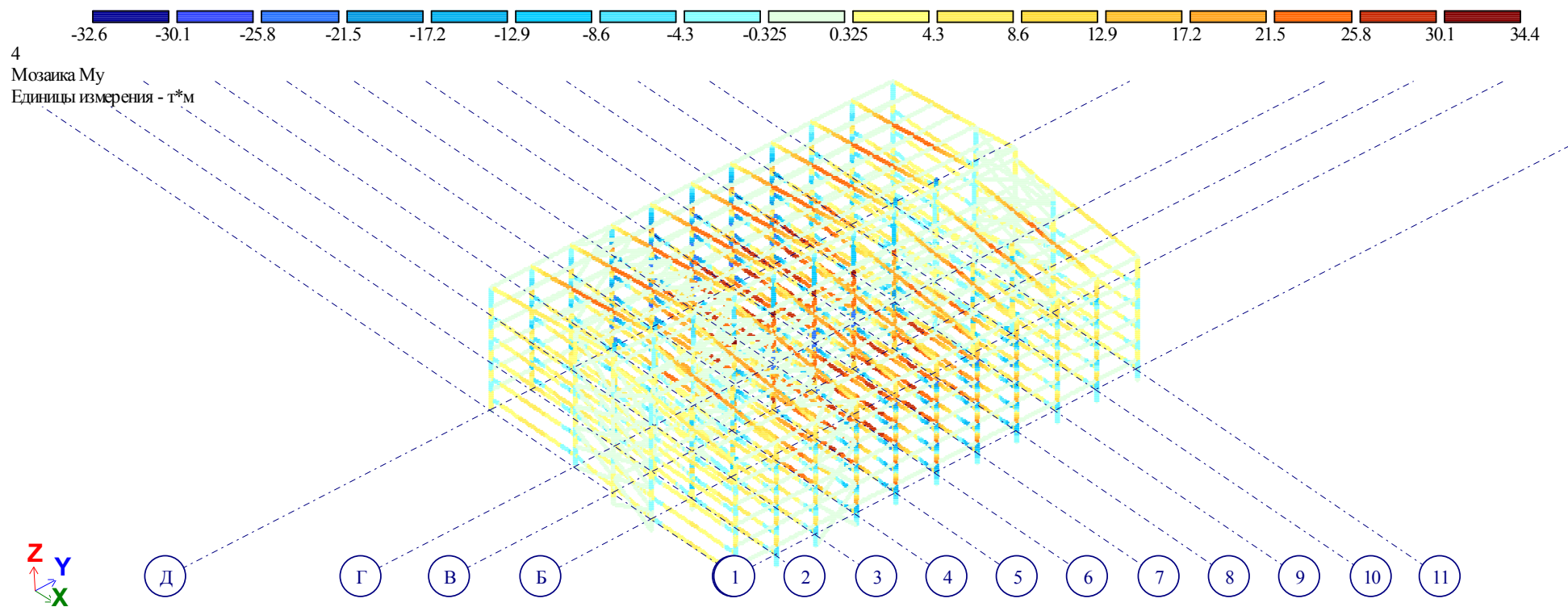


Рис. 7.21 – Мозаика усилий  $M_y$  (общий вид), т\*м

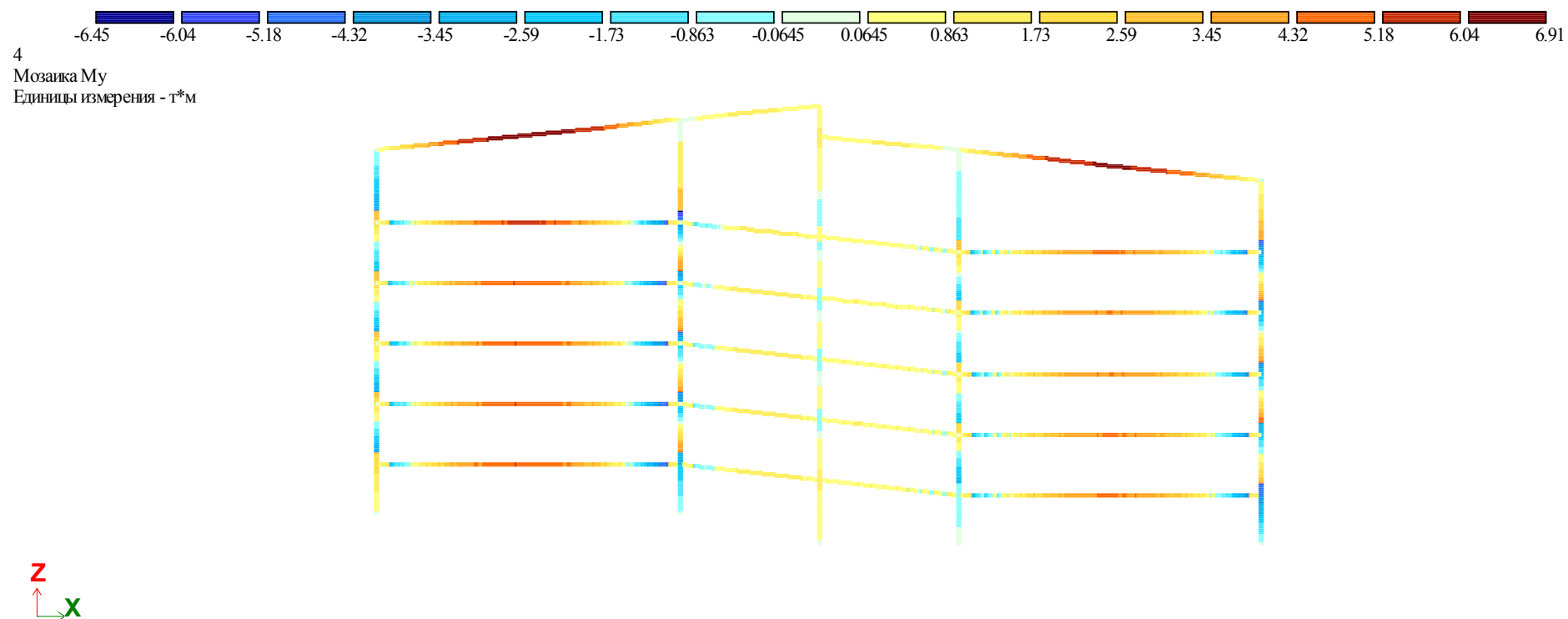


Рис. 7.22 – Мозаика усилий  $M_y$  в раме по оси 1, т\*м

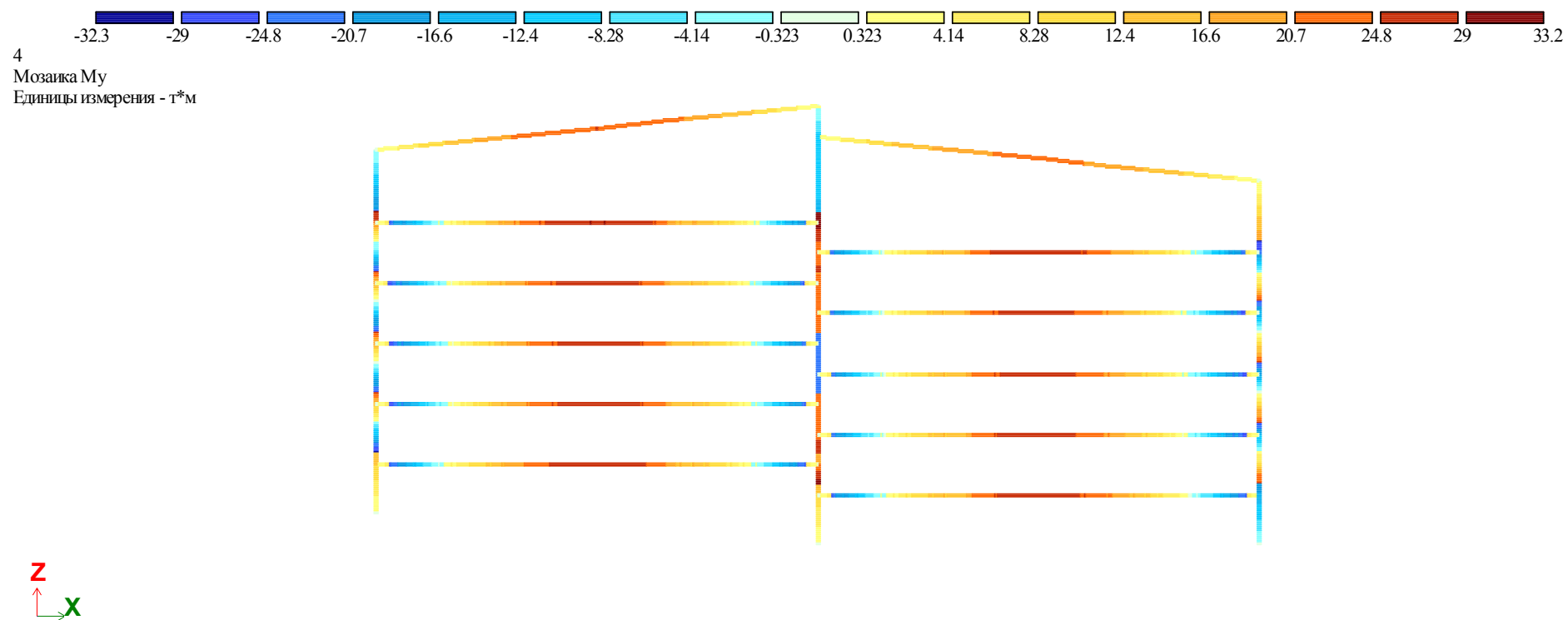


Рис. 7.23 – Мозаика усилий  $M_y$  в раме по оси 6, т\*м



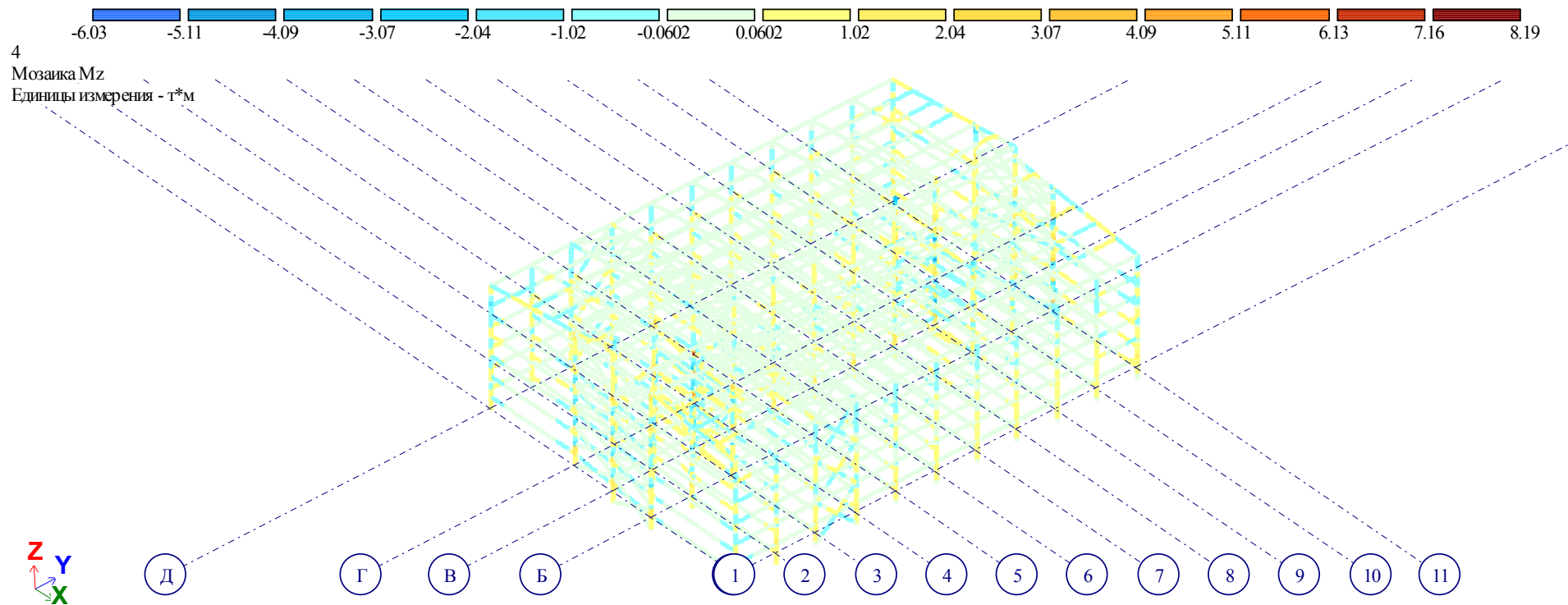


Рис. 7.24 – Мозаика усилий  $M_z$  (общий вид), т\*м

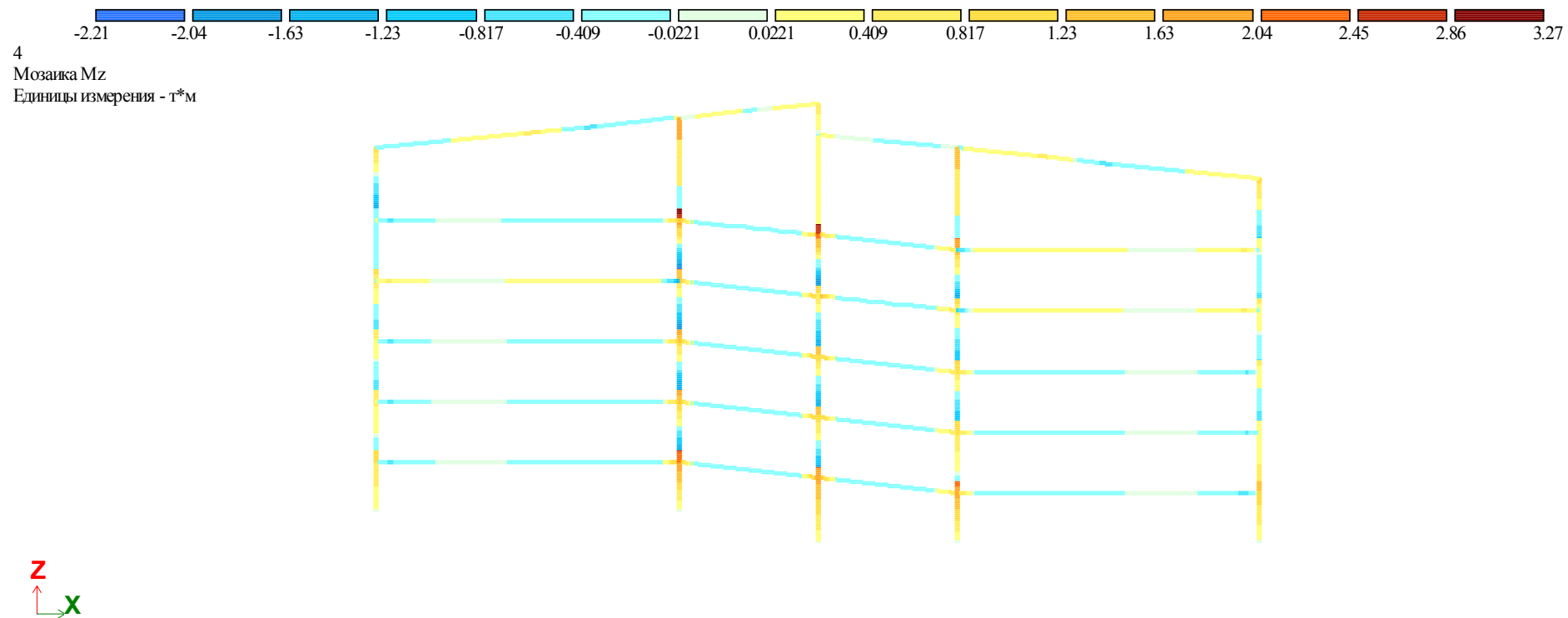


Рис. 7.25 – Мозаика усилий  $M_z$  в раме по оси 1, т\*м

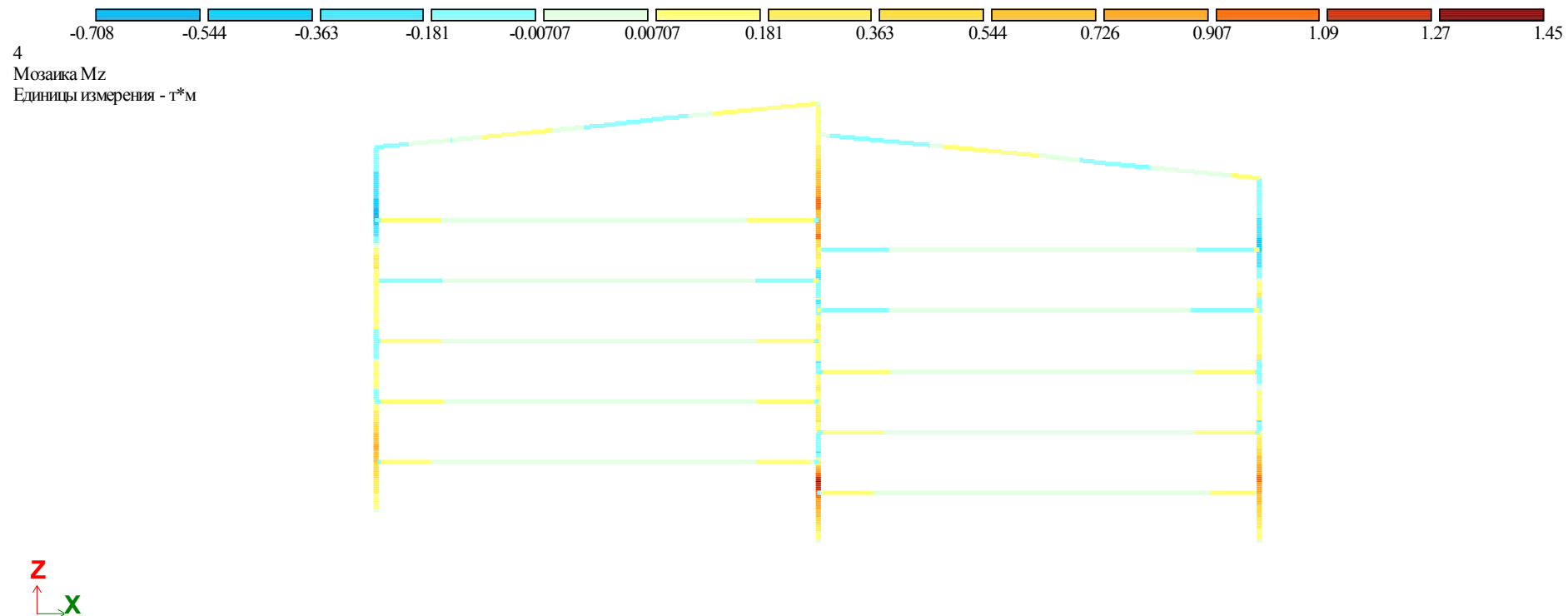


Рис. 7.26 – Мозаика усилий  $M_z$  в раме по оси 6, т\*м

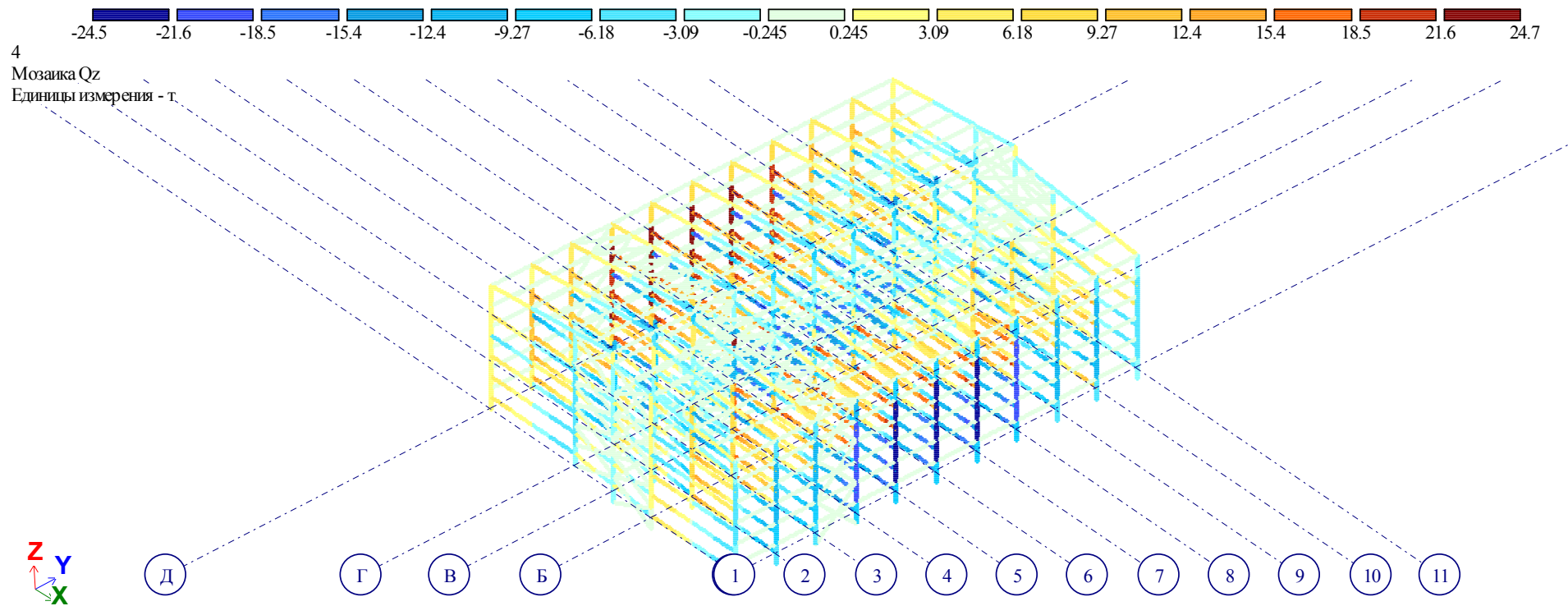


Рис. 7.27 – Мозаика усилий  $Q_z$  (общий вид), т

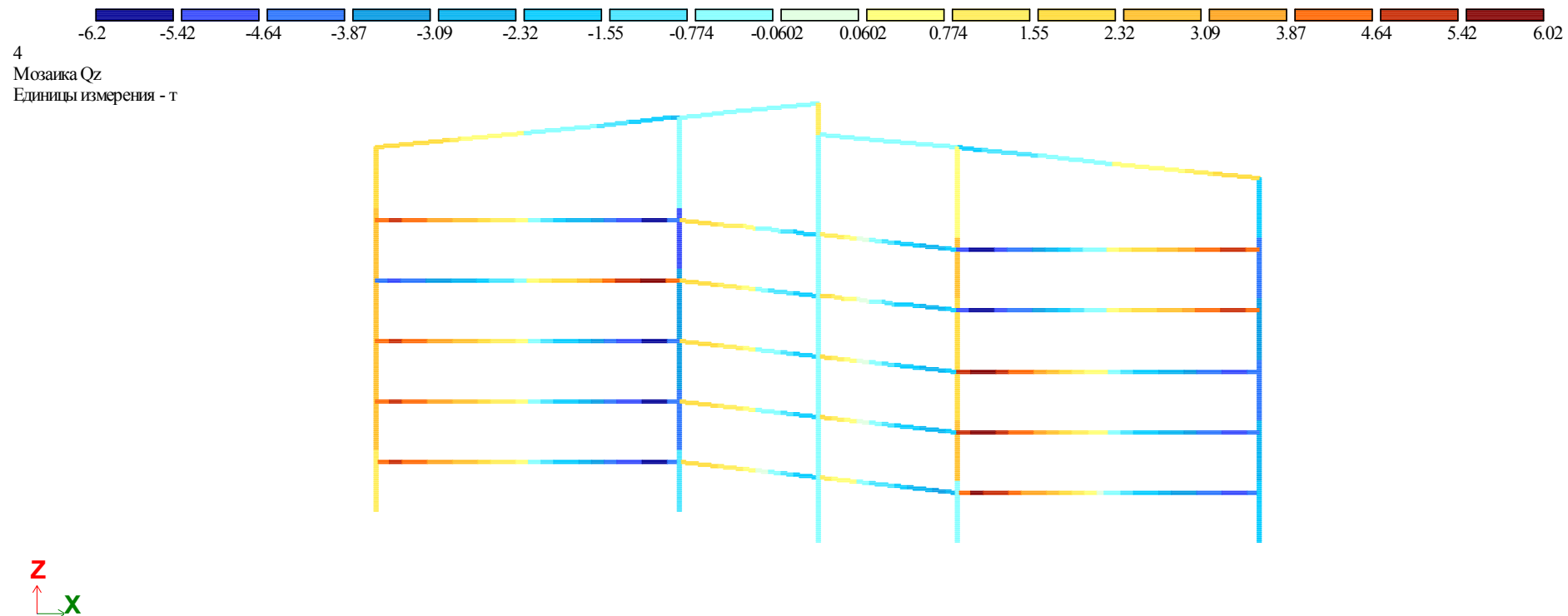


Рис. 7.28 – Мозаика усилий  $Q_z$  в раме по оси 1, т

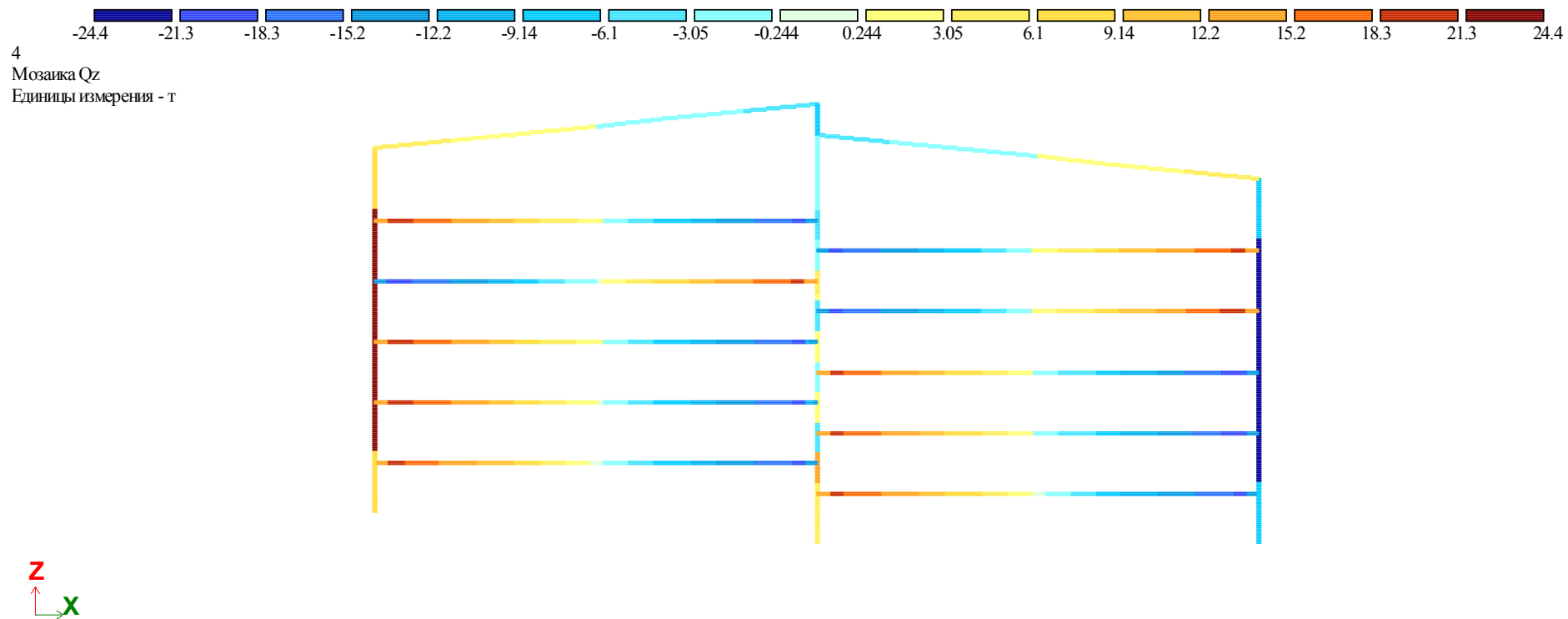


Рис. 7.29 - Мозаика усилий  $Q_z$  в раме по оси 6, т

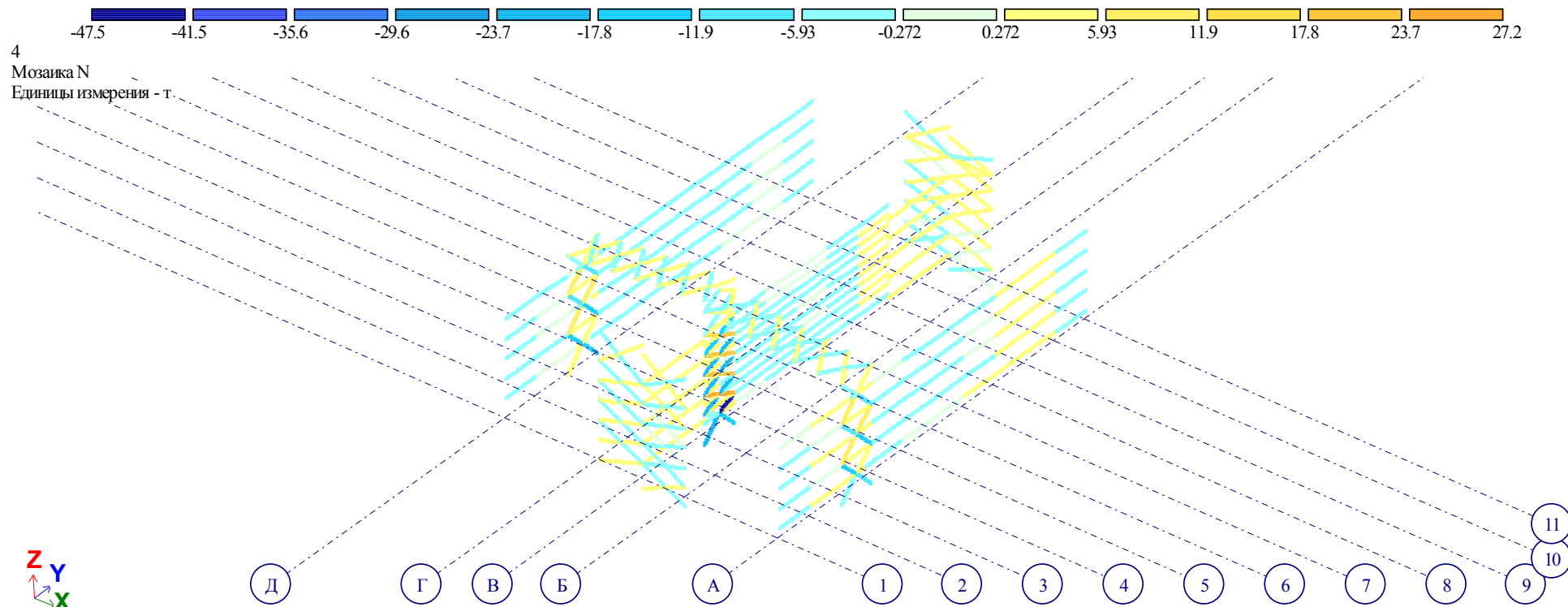


Рис. 7.30 – Мозаика усилий N в связях и распорках, т

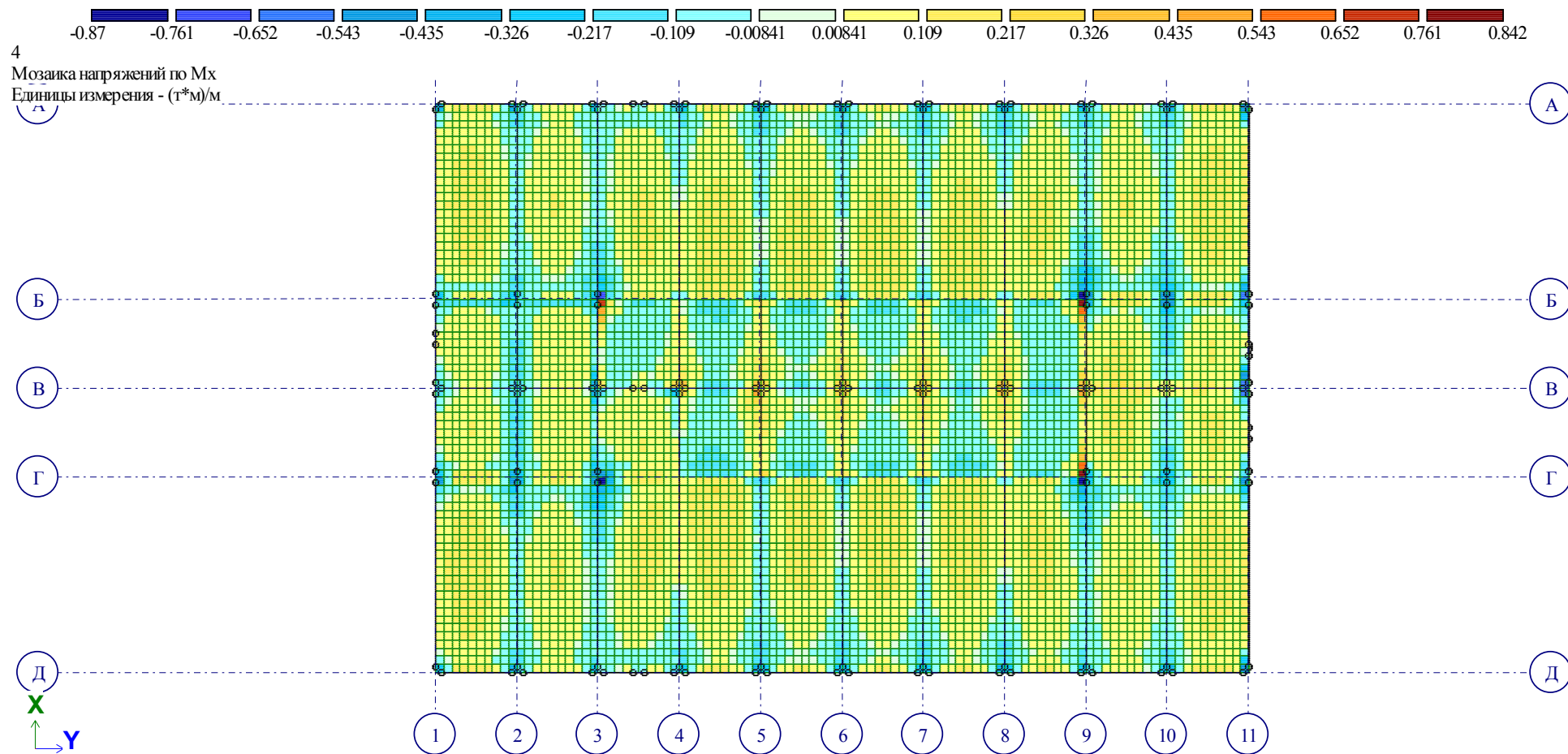


Рис. 7.31 – Мозаика усилий  $M_x$  в плите перекрытия, т/м



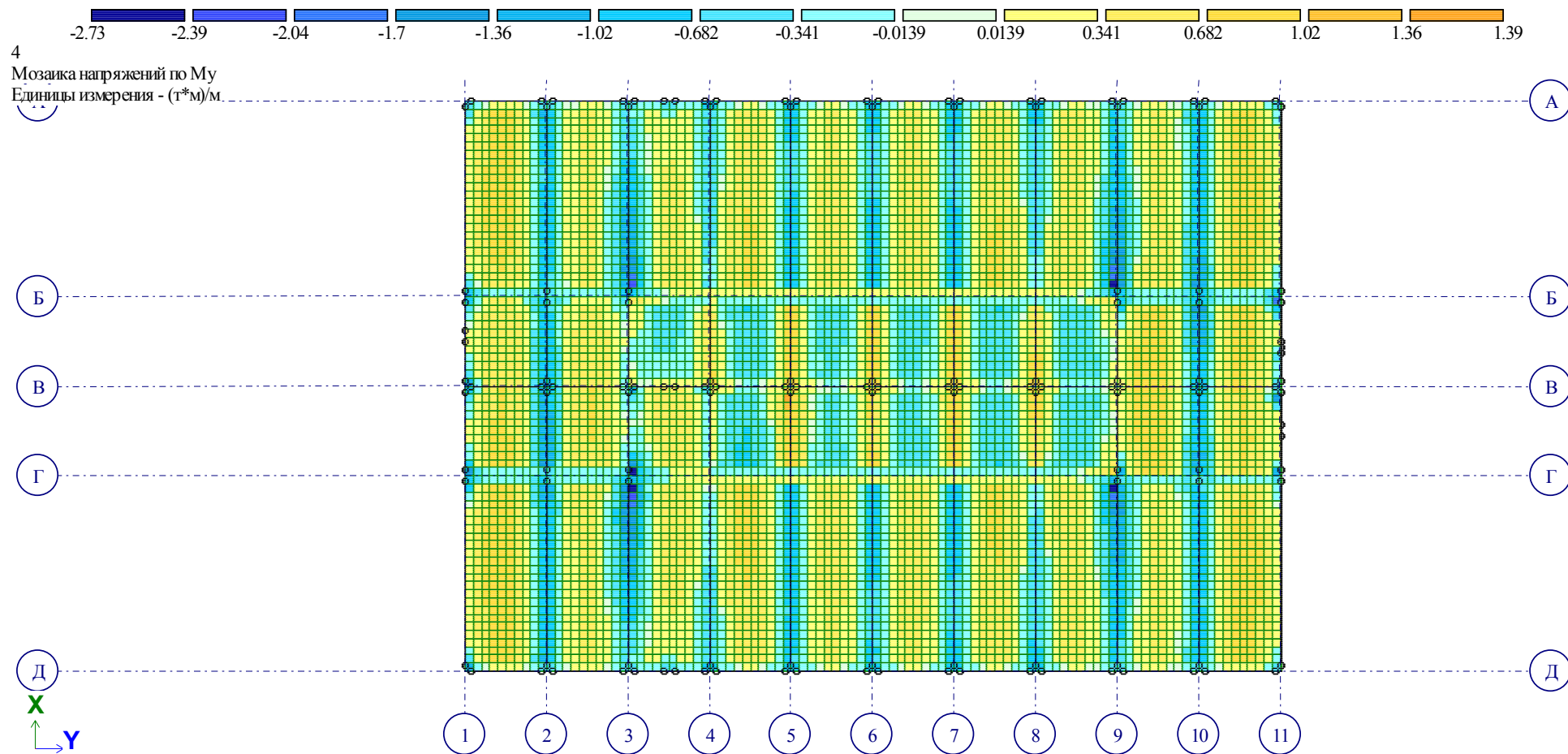


Рис. 7.32 – Мозаика усилий  $M_y$  в плите перекрытия, т/м

### 6.3. Сочетание нагрузок (постоянные + временные + ветер по оси Y)

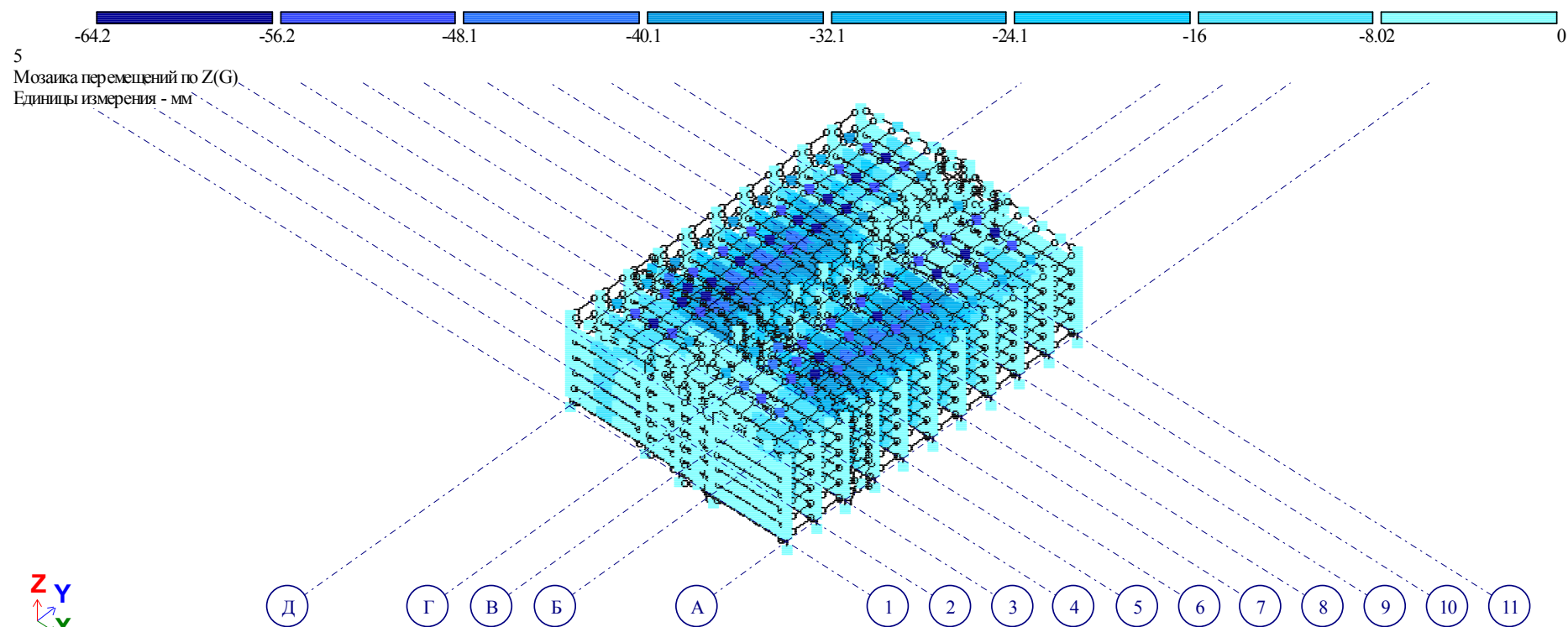


Рис. 7.33 – Перемещение в стержневых элементах по Z, мм

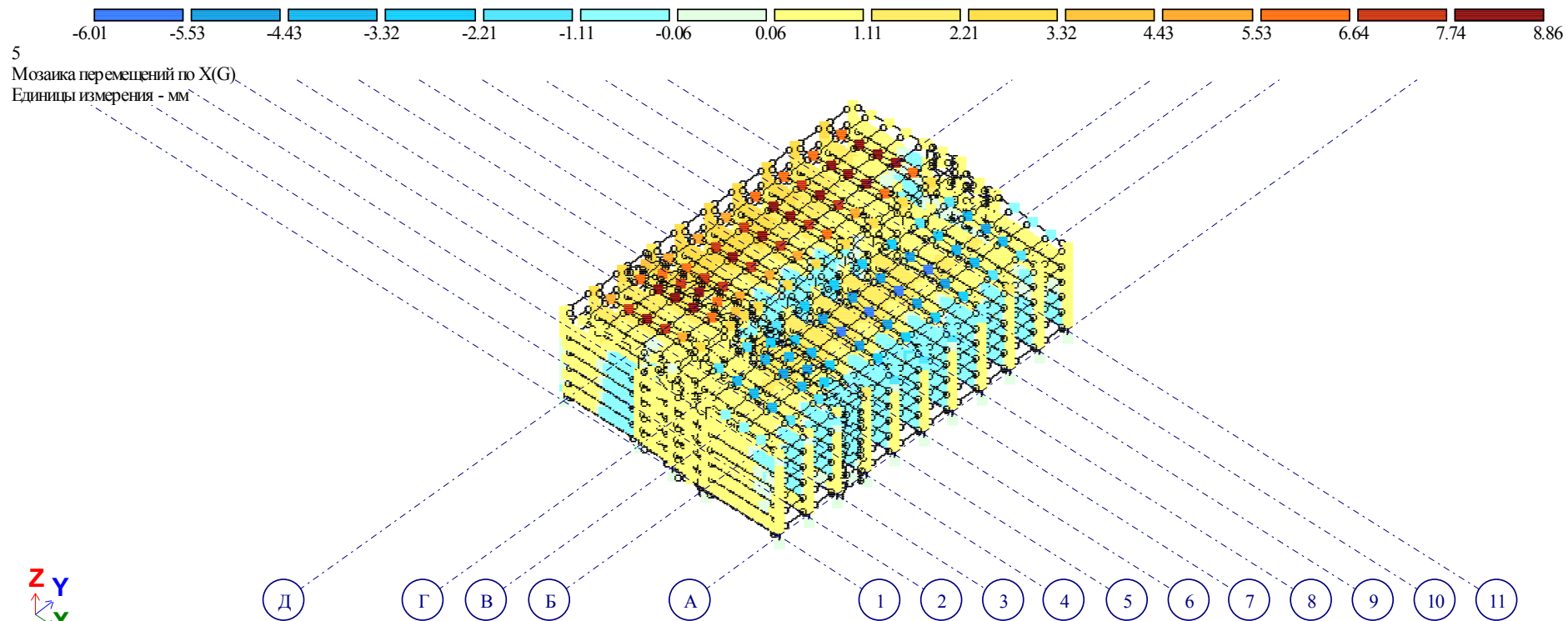


Рис. 7.33– Перемещение в стержневых элементах по X, мм

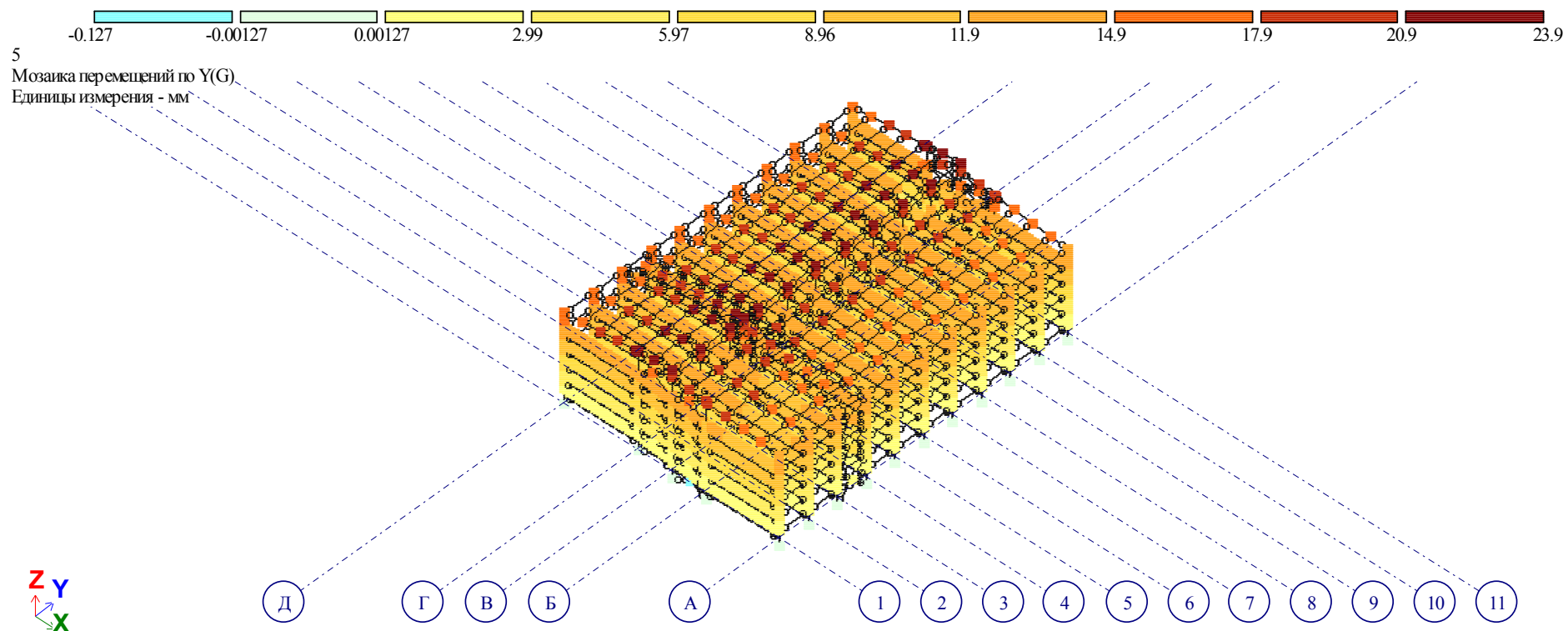


Рис. 7.34– Перемещение в стержневых элементах по Y, мм

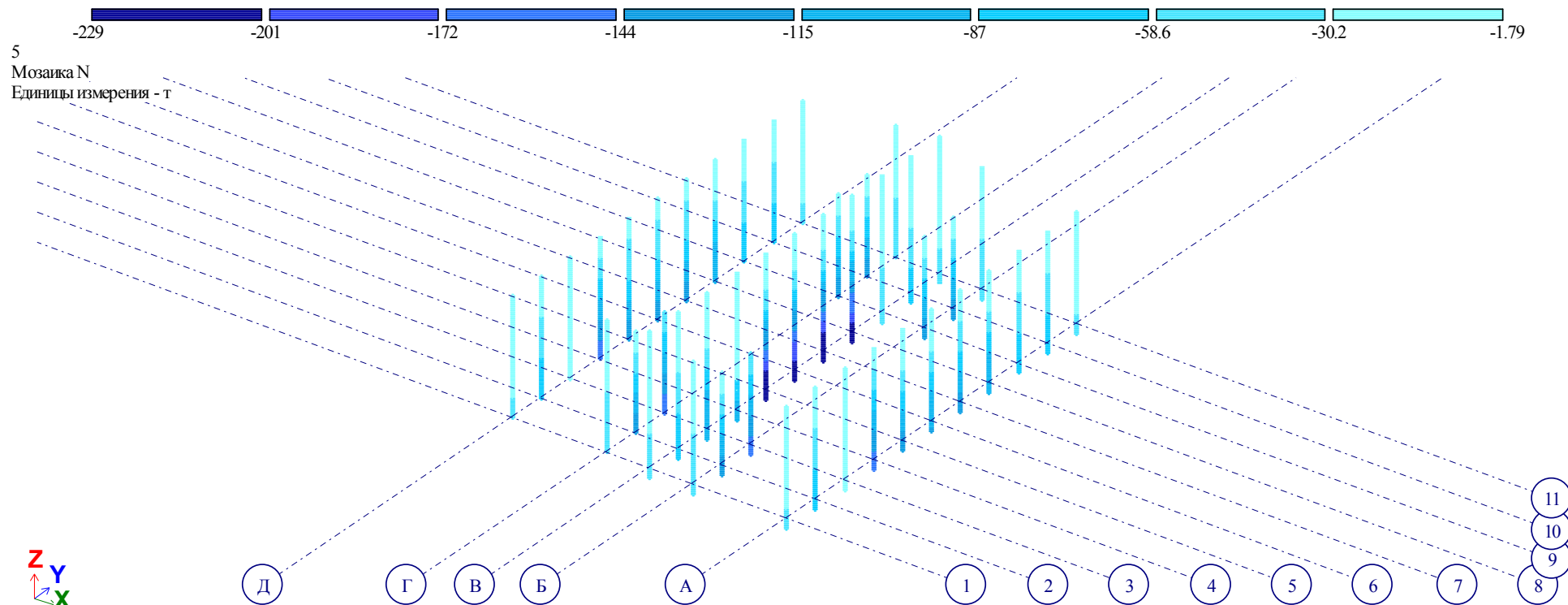


Рис. 7.35 – Мозаика усилий N, т

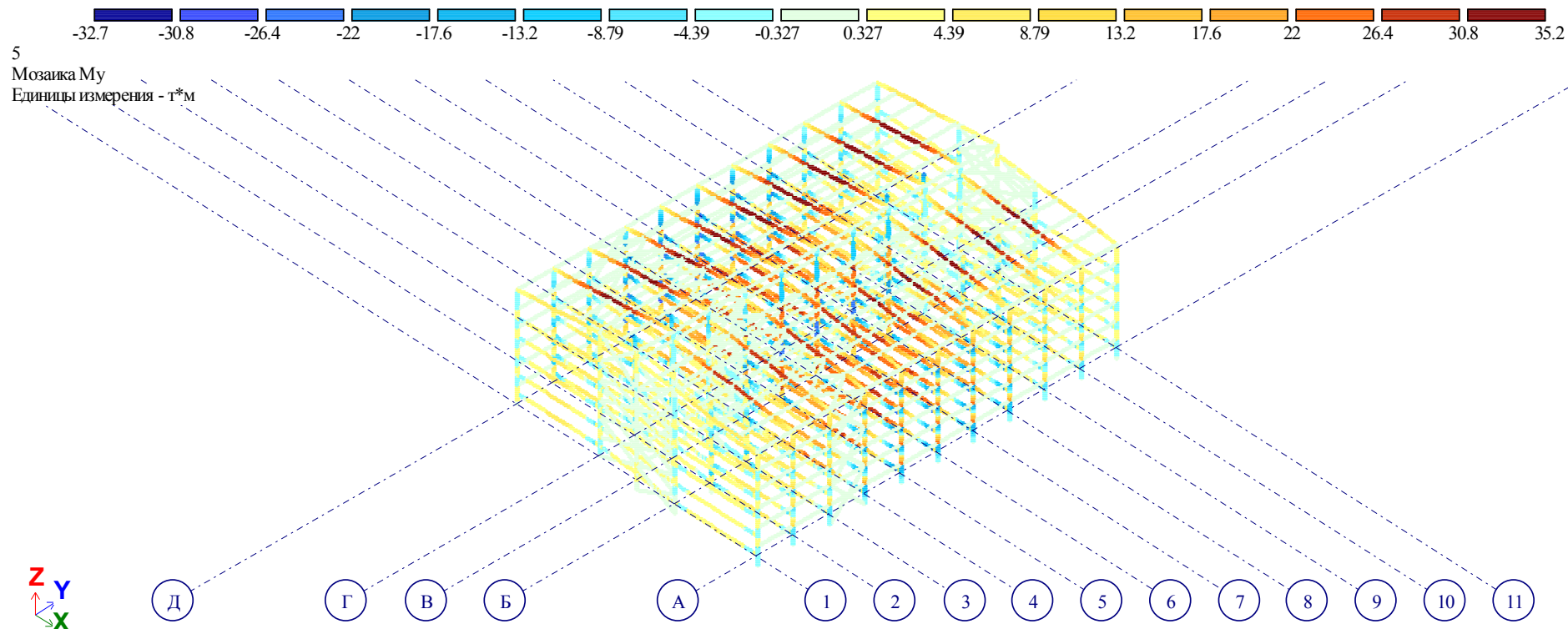


Рис. 7.36 – Мозаика усилий  $M_y$  (общий вид), т\*м

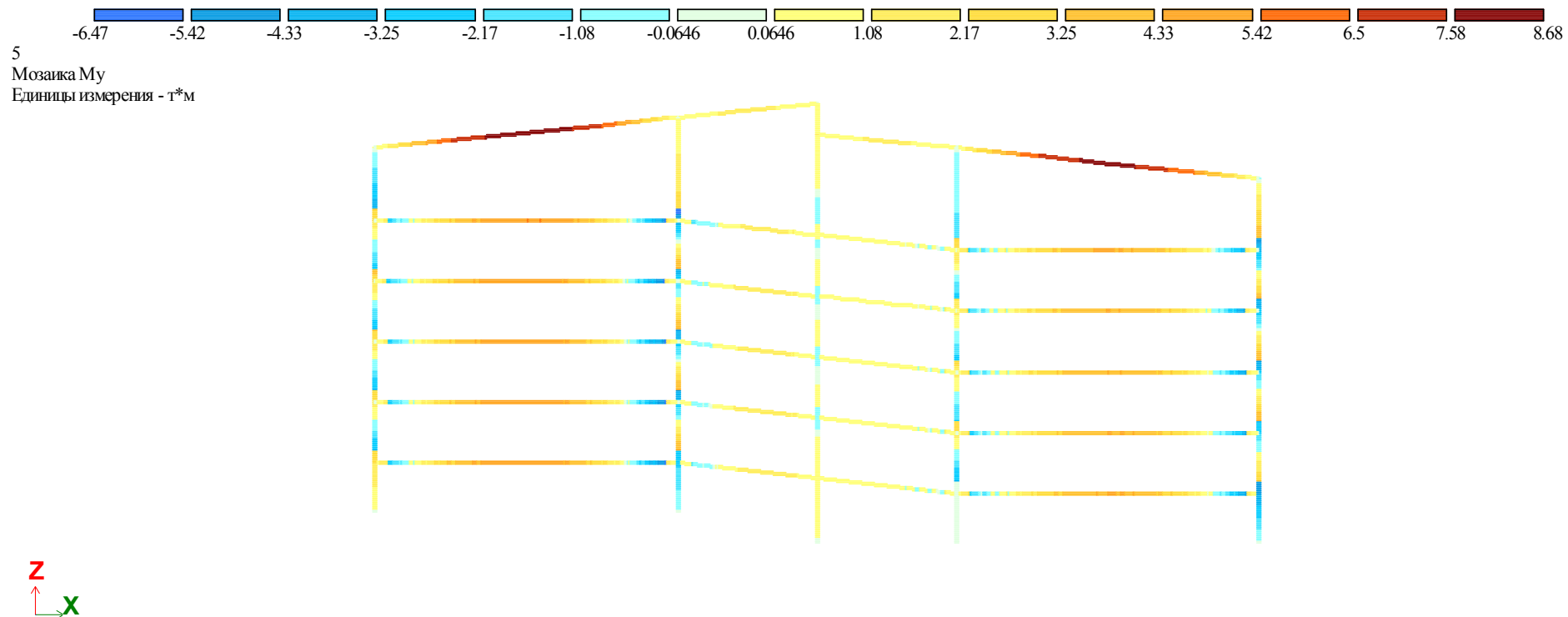


Рис. 7.37 – Мозаика усилий  $M_y$  в раме по оси 1, т\*м

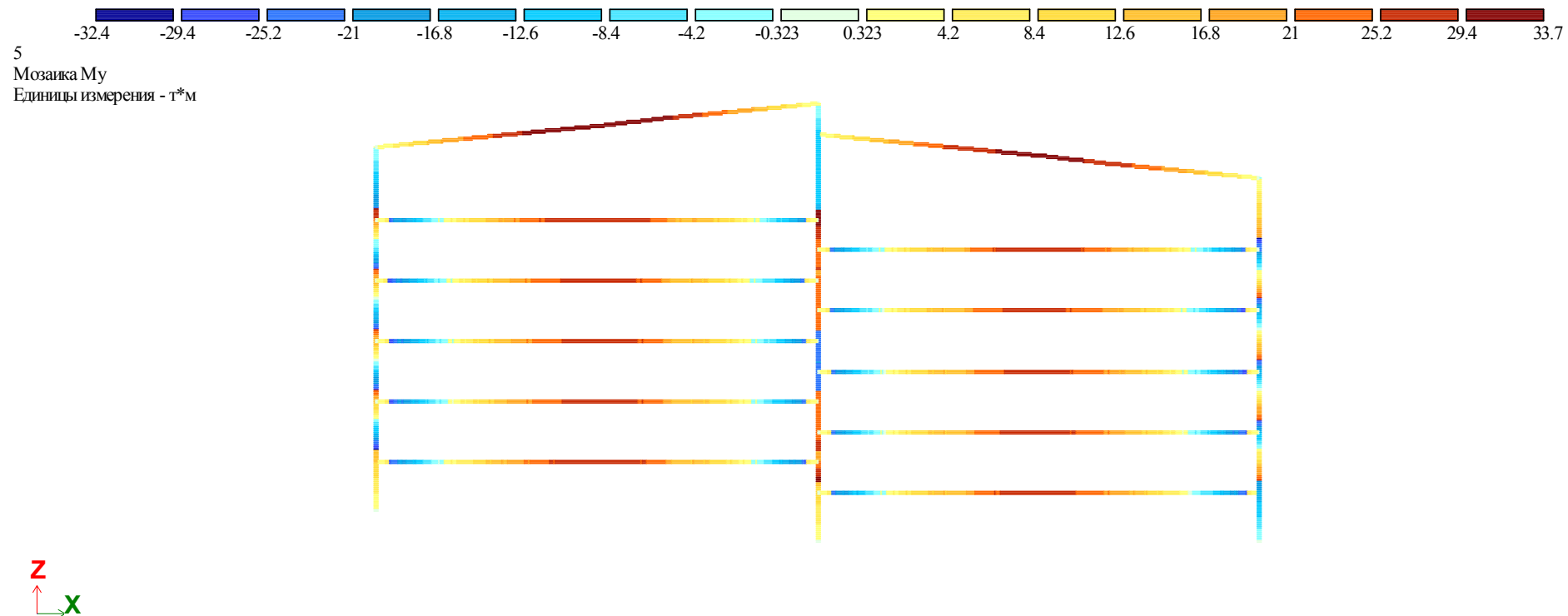


Рис. 7.38 – Мозаика усилий  $M_y$  в раме по оси 6, т\*м



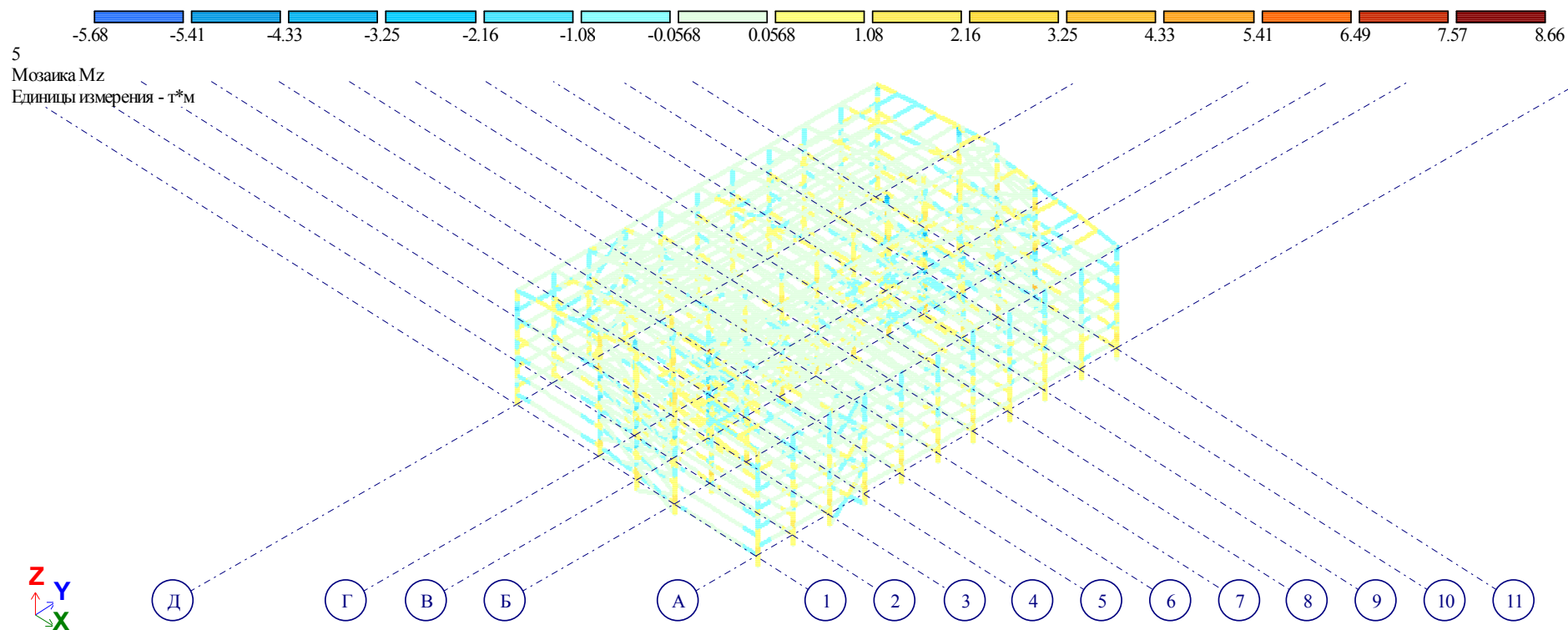


Рис. 7.39 – Мозаика усилий  $M_z$  (общий вид), т\*м

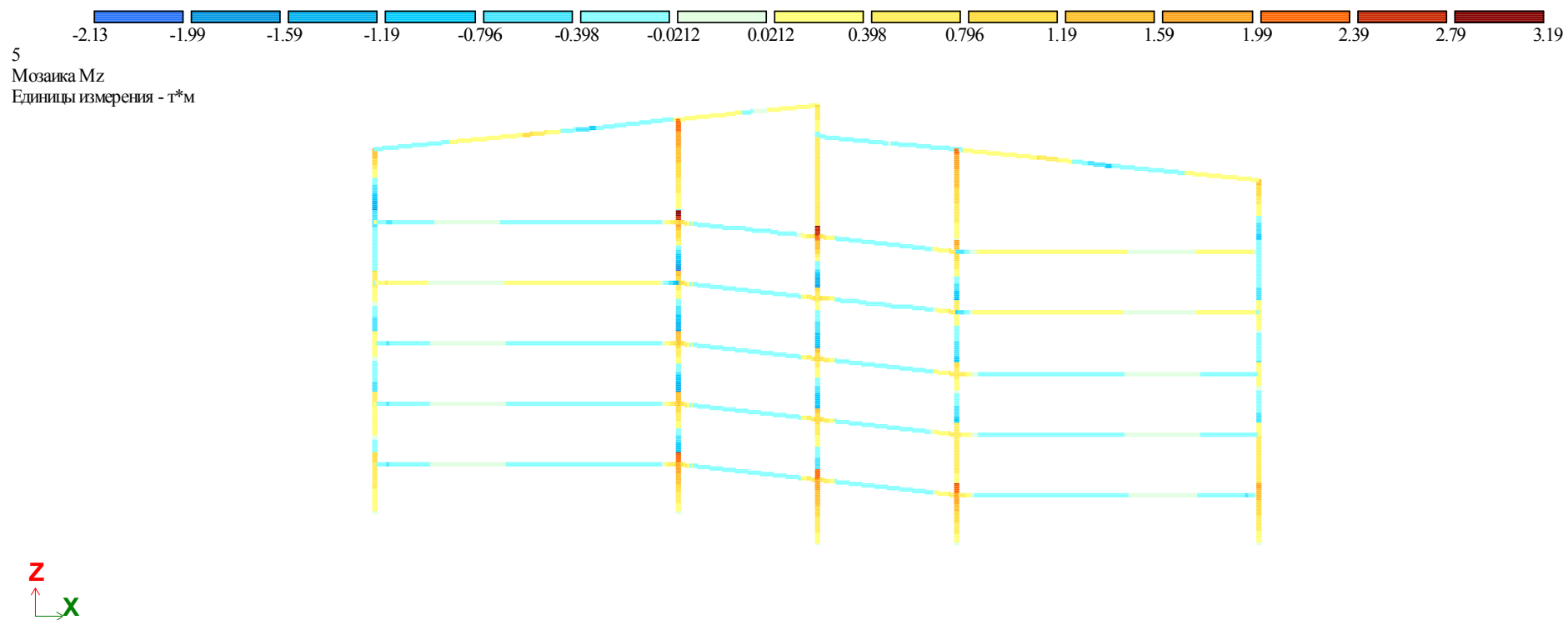


Рис. 7.40 – Мозаика усилий  $M_z$  в раме по оси 1, т\*м

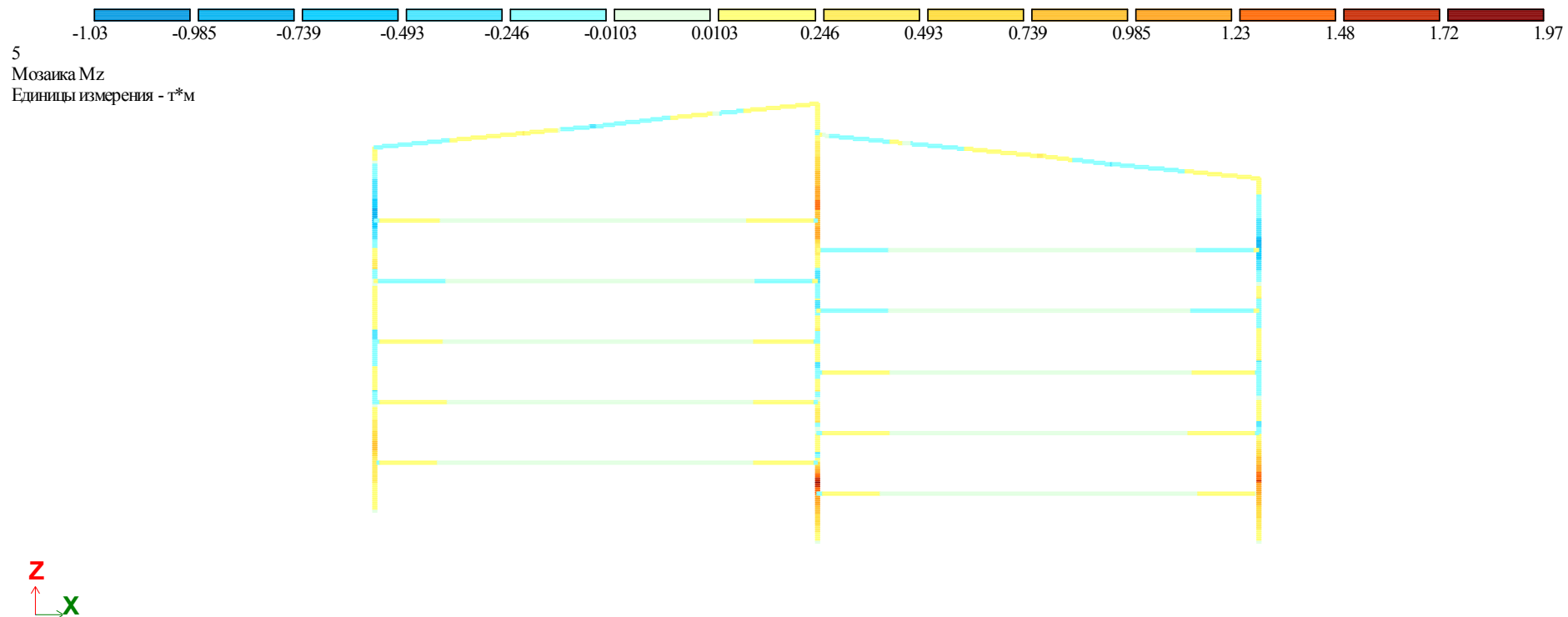


Рис. 7.41 - Мозаика усилий  $M_z$  в раме по оси 6, т\*м

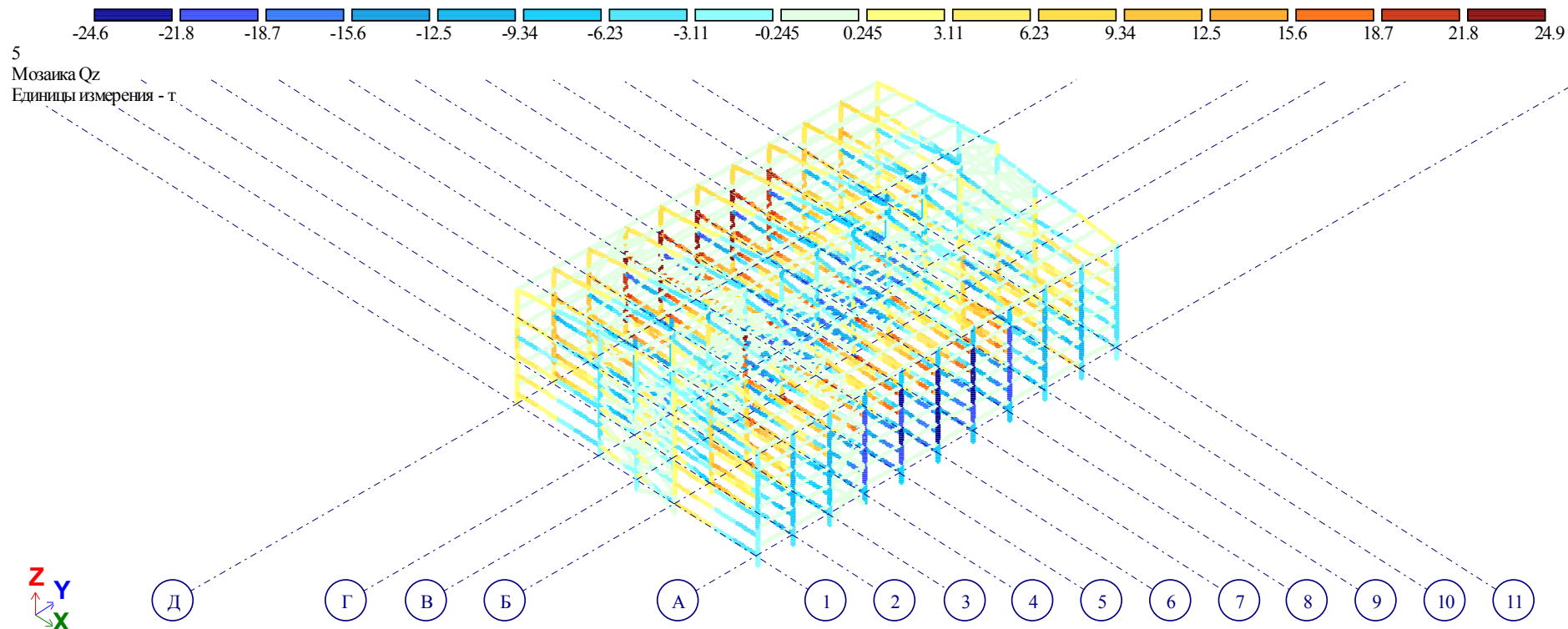


Рис. 7.42 – Мозаика усилий  $Q_z$  (общий вид), т

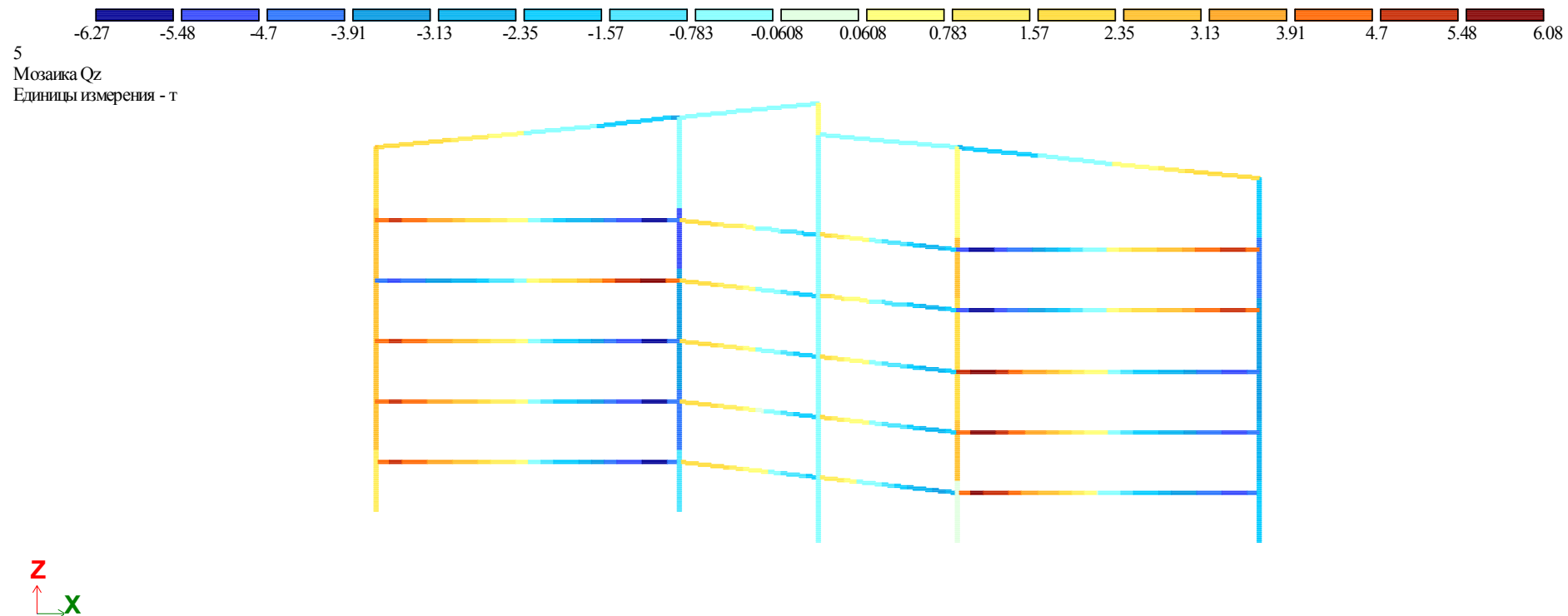


Рис. 7.43 – Мозаика усилий  $Q_z$  в раме по оси 1, т

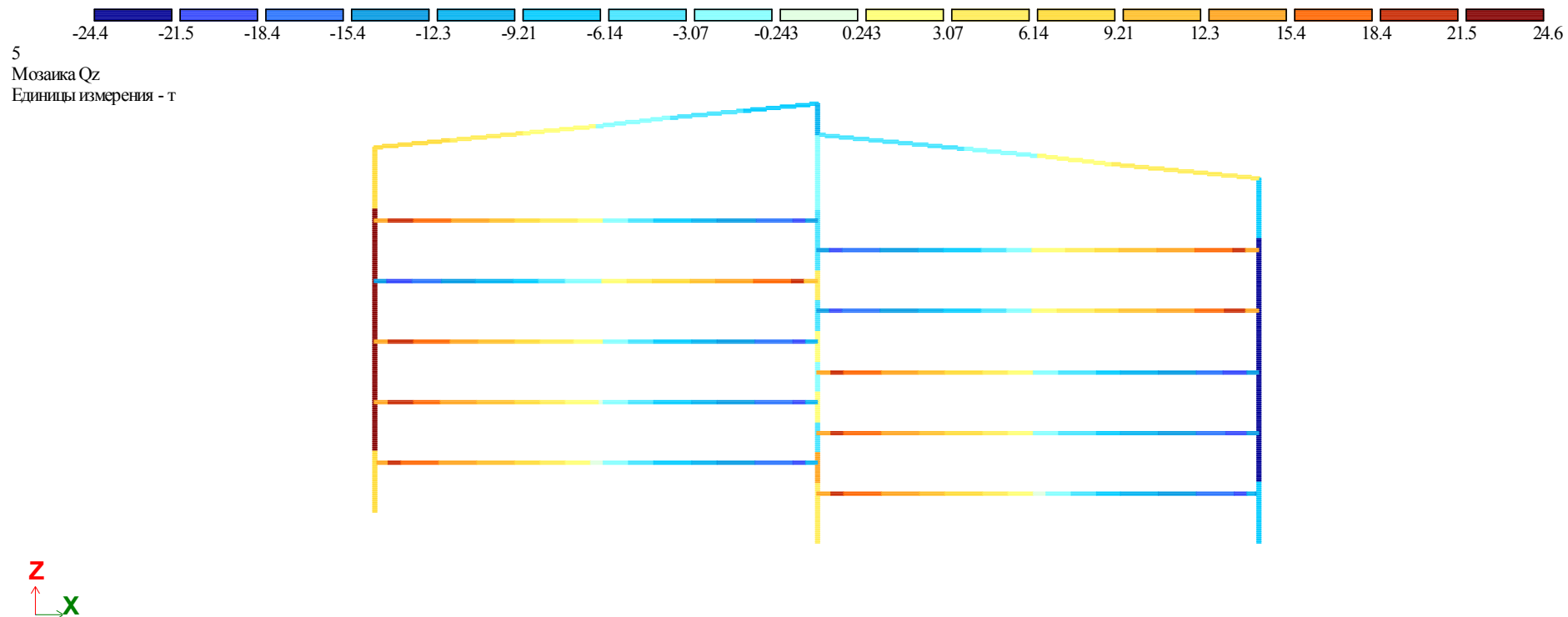


Рис. 7.44 – Мозаика усилий  $Q_z$  в раме по оси 6, т

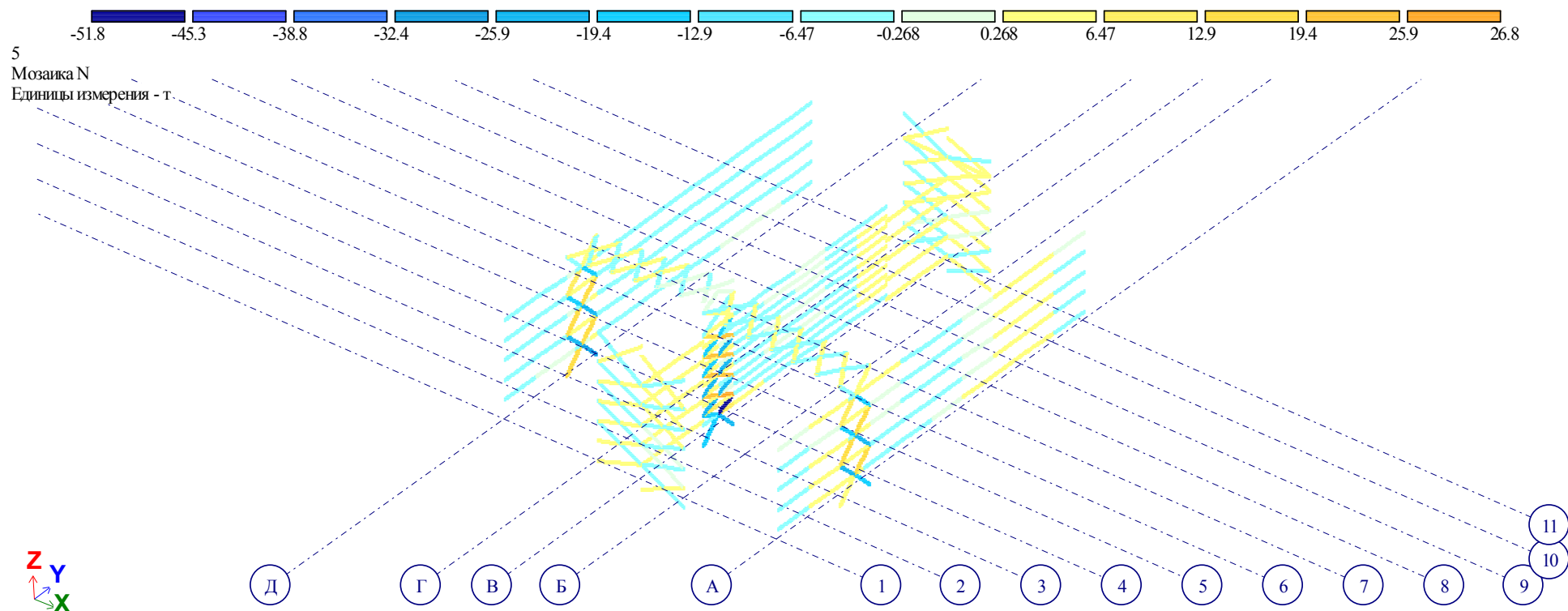


Рис. 7.45 – Мозаика усилий N в связях и распорках, т

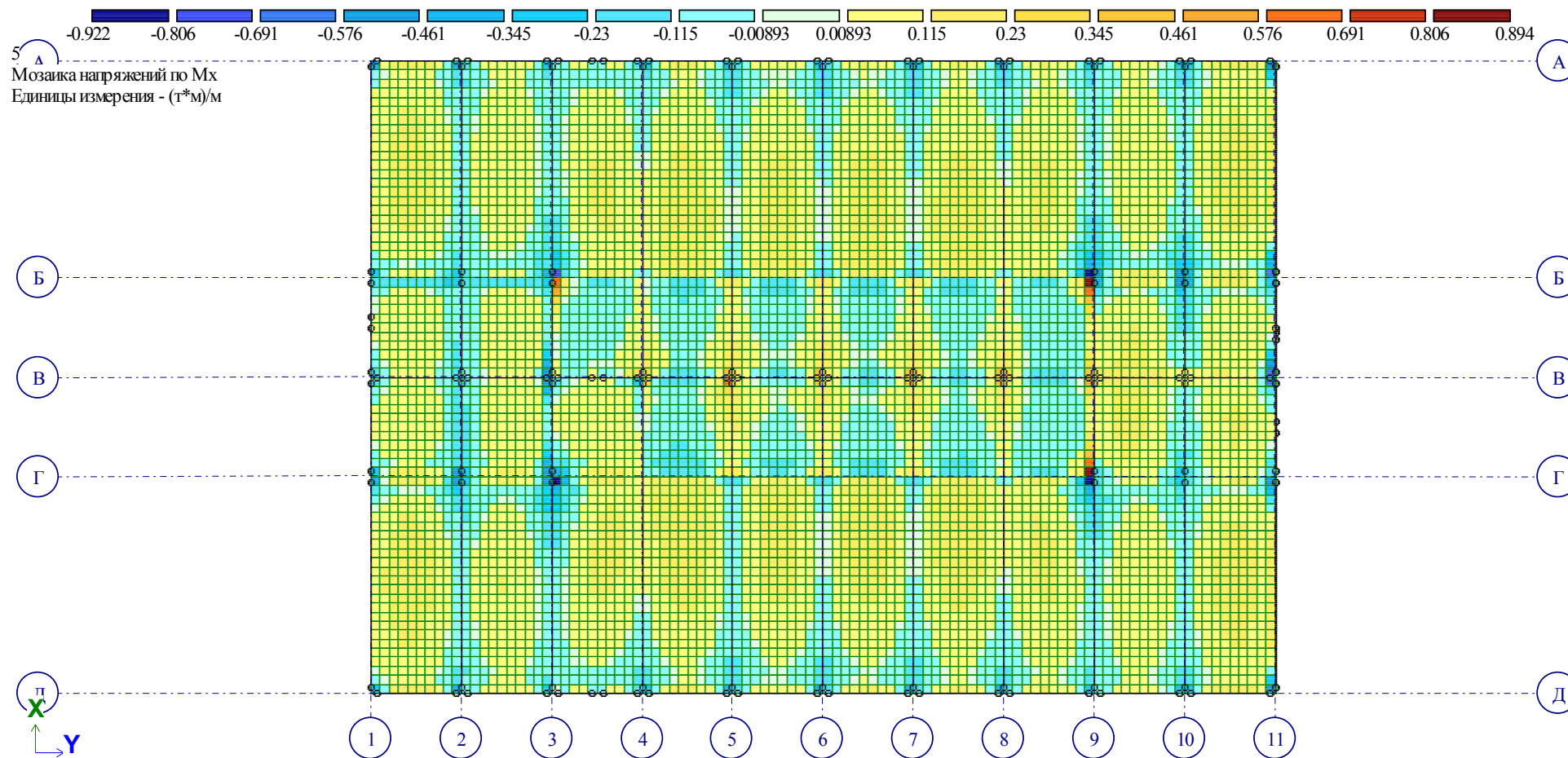


Рис. 7.46 – Мозаика усилий  $M_x$  в плите перекрытия, т/м



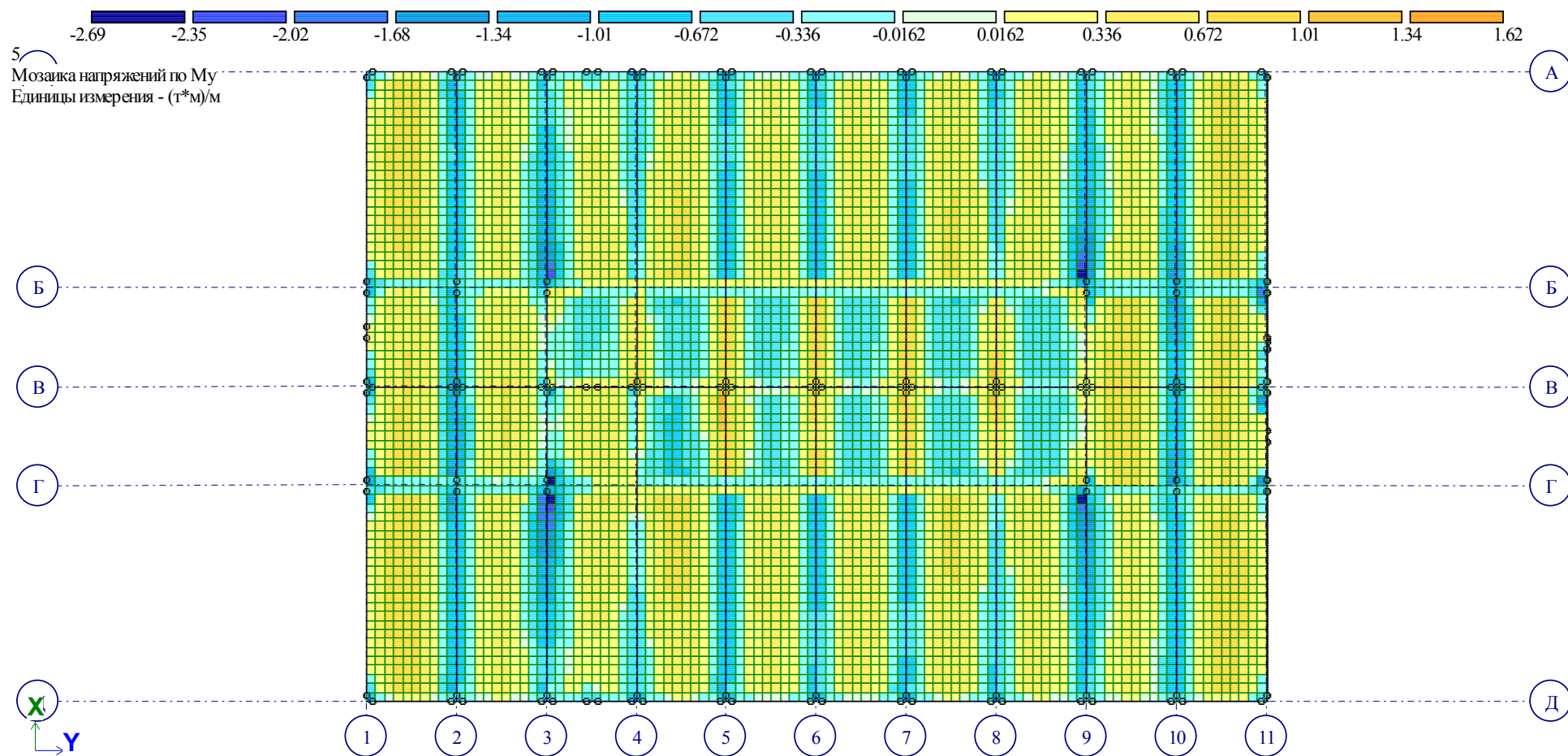


Рис. 7.47 – Мозаика усилий  $M_y$  в плите перекрытия, т/м

## 8. ВЫВОДЫ

1. Максимальные горизонтальные перемещения составили – 23,9мм. Допустимое значение –  $h/500=19030/500=38,06$ мм. Горизонтальные перемещения удовлетворяют нормативным.

2. Максимальный прогиб составил – 64,2мм.

Допустимое значение –  $l/250=17500/500=35$ мм. Т.к. проектом предусматривается строительный подъем балки в 70 мм, то максимальным прогиб будем считать удовлетворенным.

Таким образом условия первого и второго предельного состояния выполняются.

## 9. ПОЖЕЛАНИЯ, ПРЕДЛОЖЕНИЯ

К сожалению, ввиду недостаточного количества времени, задуманная работа выполнена не полностью, поэтому отсутствуют несколько разделов в ПЗ и чертежи не в том количестве, которое хотелось бы. Отводимое время - 2 месяца, очень небольшой срок для такого типа работы. Хотелось бы больше времени, иначе приходится жертвовать творческим началом в работе. Оптимальным временем для разработки считаю – 3 месяца.

Спасибо за внимание!