

ООО «Новатор»

**Жилой дом ГП-1.1 по адресу:
г. Тюмень, ул. Московский тракт**

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

104-2019-КР.РР

Том 4.1

зм	№ док.	Подп	Дата

2021

ООО «Новатор»

**Жилой дом ГП-1.1 по адресу:
г. Тюмень, ул. Московский тракт**

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

104-2019-КР.РР

Генеральный директор

С.С. Утешева

Главный инженер проекта

А.А. Ростовщиков

Главный конструктор

Е.И. Тришкин

Изм	№ док.	Подп	Дата

2021

1. Введение.

Расчет выполнен в лицензионном программном комплексе STARK ES 2020. Данный программный продукт предназначен для расчета несущих конструкций зданий и сооружений.

ПК Старк позволяет:

- Создавать плоские и пространственные расчетные модели зданий и сооружений в интерактивном графическом и табличном режиме:
- Выполнять статические, динамические расчеты и расчеты на устойчивость на основе метода конечных элементов.
- Выполнять конструктивные расчеты строительных конструкций в соответствии с нормативными документами.

Основной шаг принятый при генерации плоскостных конструкций –1 м. В местах расположение плит перекрытия и опирания колонн на фундаментную плиту сгущение сетки. При определении армирования в стержневых элементах количество сечений колонны в пределах одного этажа – не менее четырех

Основные расчетные предпосылки

В качестве расчетной модели каркаса здания будем использовать пространственную оболочечно-стержневую конечно-элементную модель. При ее работе будем руководствоваться следующими положениями и предпосылками:

- 1) В расчетную модель каркаса вводим только несущие элементы. Считаем, что поэтажно опертые наружные стены, а также перегородки не участвуют в работе каркаса, и лишь создают дополнительные нагрузки на плиты перекрытия
- 2) Плоские плиты перекрытий и покрытия, плиту свайного ростверка, а также несущие стены моделируем элементами плоской оболочки, имеющими шесть степеней свободы в узле
- 3) Колонны и сваи представляем стержневыми конечными элементами. Элементы колонн считаем жестко сопряженными с элементами плит перекрытий, покрытий и плитой ростверка, а элементы свай – жестко сопряженными с плитой ростверка.
- 4) Сопряжения стержневых элементов, представляющих колонны, с пластинчатыми элементами плит перекрытий этажей моделируем с использованием абсолютно твердых тел, реализующих кинематическую гипотезу о недеформируемых поперечных сечениях колонн. Такой подход позволяет получать более корректные результаты при определении усилий и армирования в надколонных зонах плит, поскольку смягчает нежелательный эффект сингулярности, свойственный методу конечных элементов.
- 5) Ребра жесткости, усиливающие плиты перекрытий в местах консолей, моделируем стержневыми конечными элементами прямоугольного сечения, сопряженными с плитой с эксцентриситетом относительно срединной плоскости плиты, которую они подкрепляют.
- 6) При определении усилий в элементах каркаса влияние нелинейной работы и ползучести бетона учтено путем снижения жесткостей элементов железобетонных конструкций по сравнению с начальными величинами

2. Размерности величин, используемые в программе:

Координаты узлов-м

Площадь/сдвиговая площадь поперечного сечения-м²

Момент инерции/ момент инерции при кручении –м⁴

Сила – кН

Момент – кН*м

Модуль упругости – кПа (кН/м²)

Плотность – т/м³

Время – с

Перемещения – м, рад

Продольные, поперечные силы в сечениях стержней – кН

Изгибающие, крутящие моменты в сечениях стержней – кН*м

Мембранные напряжения в узлах пластин (балок-стенок, оболочек) – кН/м²

Поперечные усилия в узлах пластин (плит, оболочек) – кН/м

Изгибающие моменты в узлах пластин (плит, оболочек) кН/м

Реакции опор, сосредоточенные в узлах – кН, кН/м

Реакции опор, распределенные по линии –кН/м

Реакции опор, распределенные по площади – кН/м².

3. Конструктивные решения

Проектируемый объект – многоквартирный жилой дом.

Высота этажей) : подвала –3.3 м, 1 этажа – 4,8 м, 2- 14 этажей – 3м

За относительную отметку 0.000 принята отметка чистого пола первого этажа , что соответствует абсолютной отметке 106.5

Конструктивные решения приняты исходя из объемно-планировочных решений здания, в соответствии с действующими строительными нормами и правилами , обеспечивающими безопасную эксплуатацию здания и , в случае необходимости, безопасную эвакуацию людей из помещений.

Конструктивная схема здания – жесткая каркасная с несущими наружными и внутренними монолитными пилонами и диафрагмами жесткости (стены, стены лестничной клетки, шахты лифтов)

Фундамент: свайно- плитный. Сваи забивные, сборные железобетонные сечением 300х300, длина – 9м. Фундаментная плита принята толщиной 700мм из бетона по прочности на сжатие класса В30

Стены подвала – монолитные железобетонные толщиной 200мм, из бетона класса по прочности В25.

Пилоны – монолитные железобетонные переменного сечения длиной 700-1600, толщина 200, 250мм

Плиты перекрытия – монолитные железобетонные толщиной 180мм из бетона класса по прочности на сжатие В25.

Лестничные марши и промежуточные площадки до 2 этажа – монолитные железобетонные.

Выше- площадки монолитные, марши сборные (учтены в виде нагрузок)

Конструктив ограждающих элементов – см. раздел КР

Армирование элементов - продольной арматурой А500С по ГОСТ 34028-2016 и поперечной арматурой А240 по гост 5781-82*.

Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечивается жестким сопряжением плит перекрытия с вертикальными элементами каркаса.

4. Сбор нагрузок

Сбор нагрузок выполнен согласно СП20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Данный свод правил устанавливает требования по назначению нагрузок, воздействия и их сочетаний, учитываемых при расчетах зданий и сооружений.

В соответствии с ГОСТ 27751-2014 проектируемый объект относится к нормальному уровню ответственности, коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n=1$

Согласно СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» для расчета пригодности к нормальной эксплуатации применены нормативные нагрузки, для расчета несущей способности – расчетные. Все нагрузки подразделены по продолжительности воздействия на постоянные, временные длительные, кратковременные в расчете в виде основного сочетания (особого сочетания нет в виду отсутствия сейсмических нагрузок)

Коэффициенты надежности по нагрузке приняты в соответствии с СП20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» и составляют:

$\gamma_f=1.05$ – нагрузка от веса металлических конструкций

$\gamma_f=1.1$ –от бетонных (при $\gamma > 1600 \text{ кг/м}^3$), железобетонных, каменных, армокаменных, деревянных

$\gamma_f=1.2$ – от бетонных (при $\gamma < 1600 \text{ кг/м}^3$), изоляционных, выравнивающих и отделочных слоев, выполняемых в заводских условиях

$\gamma_f=1.1$ – грунты в природном залегании

$\gamma_f=1.15$ – грунтов на строительной площадке

Коэффициенты надежности по нагрузке для равномерно-распределенных нагрузок:

$\gamma_f=1.3$ – при полной нормативной нагрузке менее 2кПа

$\gamma_f=1.2$ – при полной нормативной нагрузке 2кПа и более

При расчете пространственного каркаса на основное сочетание нагрузок произведено расчет на пульсационную составляющую ветровой нагрузки.

Основными нагрузкам, действующими на несущие конструкции здания являются:

НГ1 – постоянные нагрузки от собственной массы конструкций,

НГ2 – нагрузка от ограждающих конструкций и перегородок (постоянная длительная)

НГ3 –нагрузка от конструкции полов (постоянная длительная)

НГ4- полезная нагрузка от жильцов, мебели (кратковременная)

НГ5- снеговая нагрузка на плоскую кровлю (кратковременная)

НГ6- нагрузка на стены подвала от транспорта (кратковременная)

НГ7-нагрузка на конструкции ниже нуля от обратной засыпки (постоянная)

НГ8, НГ9 – ветровая статическая нагрузка (кратковременная, по X и Y соответственно)

НГ10 -пульсационная составляющая от нг8

НГ11–пульсационная составляющая от нг9

Линейная нагрузка от перегородки h=4.5			
		4.5	
Вид нагрузки	норм., кг/м	γ_f	расч, кг/м
керамзитобетонные блоки t=120мм $\gamma=1050$ кг/м ³	567	1.2	680
Штукатурка с двух сторон t=40мм, $\gamma=1800$ кг/м ³	324	1.3	421
Итого			1102

Линейная нагрузка от наружной стены h=4.5			
		4.5	
Вид нагрузки	норм., кг/м	γ_f	расч, кг/м
Керамзитоблоки t=250мм $\gamma=1150$ кг/м ³	1293.75	1.2	1553
Штукатурка изнутри t=20мм, $\gamma=1800$ кг/м ³	162	1.3	211
Утепление : минвата t=150мм $\gamma=120$ кг/м ³	54	1.3	70
Итого			1509.75

Линейная нагрузка от внутренней стены h=4.5			
Вид нагрузки	норм., кг/м	γ_f	расч, кг/м
Керамзитоблоки полнотелые t=190мм $\gamma=1350$ кг/м ³	1154.25	1.2	1385
Штукатурка с двух сторон t=40мм, $\gamma=1800$ кг/м ³	324	1.3	421
Итого			1806

Линейная нагрузка от наружной стены h=2.8			
		2.8	
Вид нагрузки	норм., кг/м	γ_f	расч, кг/м
Керамзитоблоки t=250мм $\gamma=1150$ кг/м ³	805	1.2	966
Штукатурка изнутри t=20мм, $\gamma=1800$ кг/м ³ и снаружи 20	201.6	1.3	262
Утепление : минвата t=150мм $\gamma=150$ кг/м ³	67.5	1.3	88
Итого			1074.1

Линейная нагрузка от внутренней стены h=2.8			
Вид нагрузки	норм., кг/м	γ_f	расч, кг/м
Керамзитоблоки t=190мм $\gamma=1350$ кг/м ³	718.2	1.2	862
Штукатурка с двух сторон t=40мм, $\gamma=1800$ кг/м ³	201.6	1.3	262
Итого			1124

Линейная нагрузка от перегородки			
Вид нагрузки	норм., кг/м	γ_f	расч, кг/м
керамзитобетонные блоки t=90мм $\gamma=1050$ кг/м ³	264.6	1.2	318
Штукатурка с двух сторон t=40мм, $\gamma=1800$ кг/м ³	201.6	1.3	262
Итого			580

Линейная нагрузка балконного ограждения h=1.5

Вид нагрузки	норм., кг/м	γ_f	расч, кг/м
Керамзитоблок полнотелый t=120мм $\gamma=1350$ кг/м ³	243	1.1	267
Штукатурка изнутри t=20мм, $\gamma=1800$ кг/м ³	54	1.3	70
Итого			338

Линейная нагрузка от парапета h=1.6

1.6

Вид нагрузки	норм., кг/м	γ_f	расч, кг/м
Керамзитоблок полнотелый t=400мм $\gamma=1350$ кг/м ³	864	1.1	950
Штукатурка изнутри t=20мм, $\gamma=1800$ кг/м ³	57.6	1.3	75
Итого			1025

Сбор нагрузок на перекрытия

Вид нагрузки	норм., кг/м ²	γ_f	расч, кг/м ²
Керамогранит t=10мм $\gamma=2600$ кг/м ³	26	1.2	31
Цементно-песч стяжка t=60мм $\gamma=1850$ кг/м ³	108	1.3	140
Звукоизоляция 30мм $\gamma=50$ мм	1.5	1.3	2.0
Итого			174

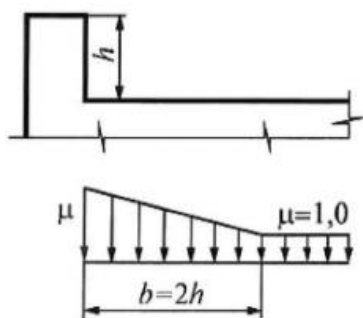
4.1. Снеговые нагрузки

Согласно СП 20.13330.2016 район проектирования относится к 3 снеговому району, вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности $s_g = 1.5$ кПа;

Коэффициент надежности по нагрузке: $\gamma_f = 1,4$.

- Расчет снеговой нагрузки вдоль парапетов выполним по схеме прил. Б 13

Снеговую нагрузку на покрытие возле парапетов следует принимать по схеме, приведенной на рисунке



$$\mu = \frac{2h}{S_0}, \text{ но не более } 3.$$

$$M_y = 2 * 1,5 / 1,5 = 2$$

Таким образом, максимальная нагрузка вдоль парапетов составляет $1,5 * 2 * 1,4 = 4,2$ кПа

5. Расчетные сочетания усилий

Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

Расчет по 2 группе предельных состоянии выполнялся на нормативные нагрузки

Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

-основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных

$$S_m = P_d + (\psi_{11}R_{11} + \psi_{12}R_{12} + \psi_{13}R_{13} + \dots) + (\psi_{21}R_{21} + \psi_{22}R_{22} + \psi_{23}R_{23} + \dots);$$

Для основных и особых сочетаний нагрузок, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и в нормах проектирования конструкций и оснований, коэффициент сочетаний длительных нагрузок определяется следующим образом:

$$\psi_{11} = 1,0; \quad \psi_{12} = \psi_{13} = \dots = 0,95, \quad (6.3)$$

где ψ_{11} - коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния длительной нагрузке;

ψ_{12} , ψ_{13} - коэффициенты сочетаний для остальных длительных нагрузок.

Для основных сочетаний необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок

$$\psi_{21} = 1,0; \quad \psi_{22} = 0,9; \quad \psi_{23} = \psi_{24} = \dots = 0,7, \quad (6.4)$$

где ψ_{21} - коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке;

ψ_{22} - коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке;

ψ_{23} , ψ_{24} - коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Сортировать

Сохранить

Воздействия Сейсмика и Ветер

	Воздействие	Нагрузки	Тип воздействия	Кн	Кд	+/-	Сейсмика	Ветер	Группы несочетаемых	Группы сопутствующих
▶	1	1	Постоянное	1.1	-	<input type="checkbox"/>				
	2	2	Длительное	1.2	-	<input type="checkbox"/>				
	3	3	Длительное	1.2	-	<input type="checkbox"/>				
	4	4	Кратковр. равномерное	1.2	0.35	<input type="checkbox"/>				
	5	5	Кратковр. снеговое	1.4	0.7	<input type="checkbox"/>				
	6	6	Кратковр. равномерное	1.2	0.35	<input type="checkbox"/>				
	7	7	Постоянное	1.1	-	<input type="checkbox"/>				
	8	8.10	Кратковр. ветровое	1.4	0	<input checked="" type="checkbox"/>		8:10:1:1:0	1	
	9	9.11	Кратковр. ветровое	1.4	0	<input checked="" type="checkbox"/>		9:11:1:1:0	1	

6. Расчетная модель

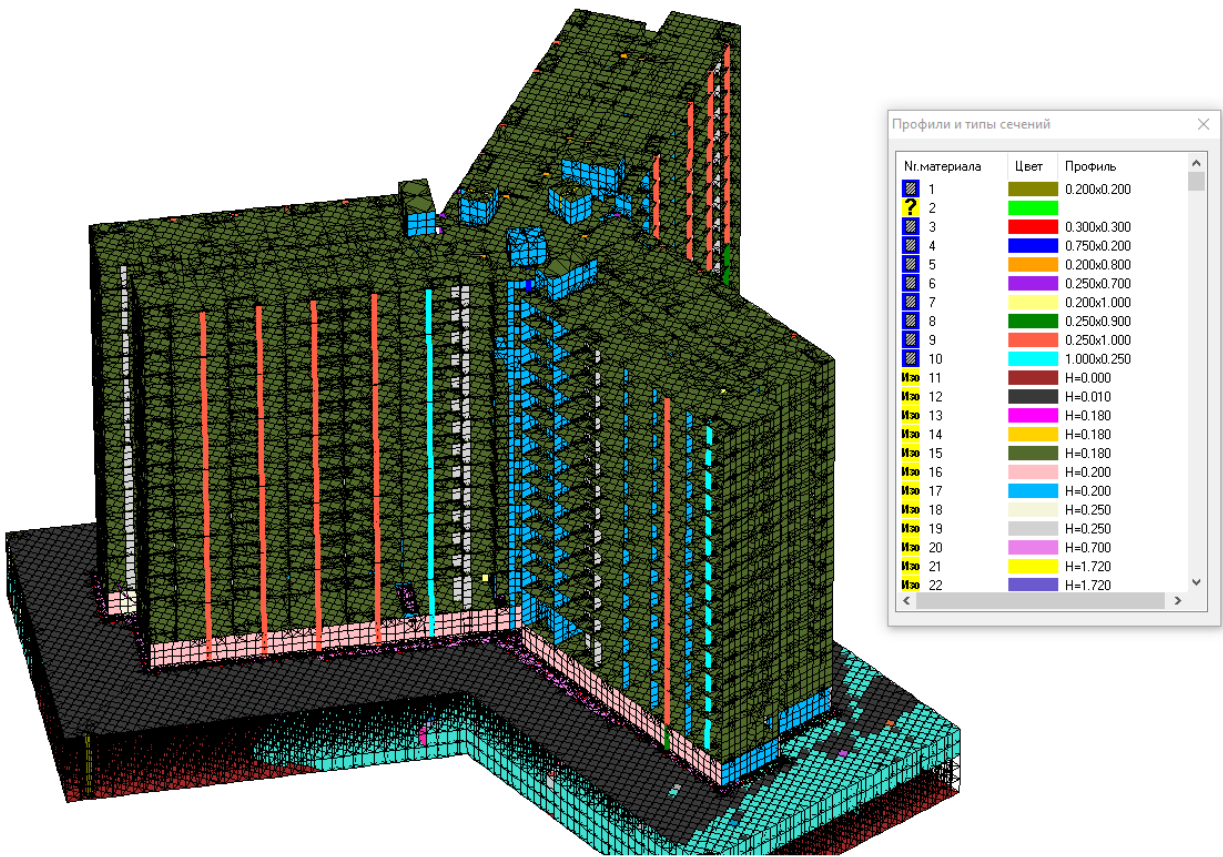


Рис. 6.1 Расчетная модель (общий вид)

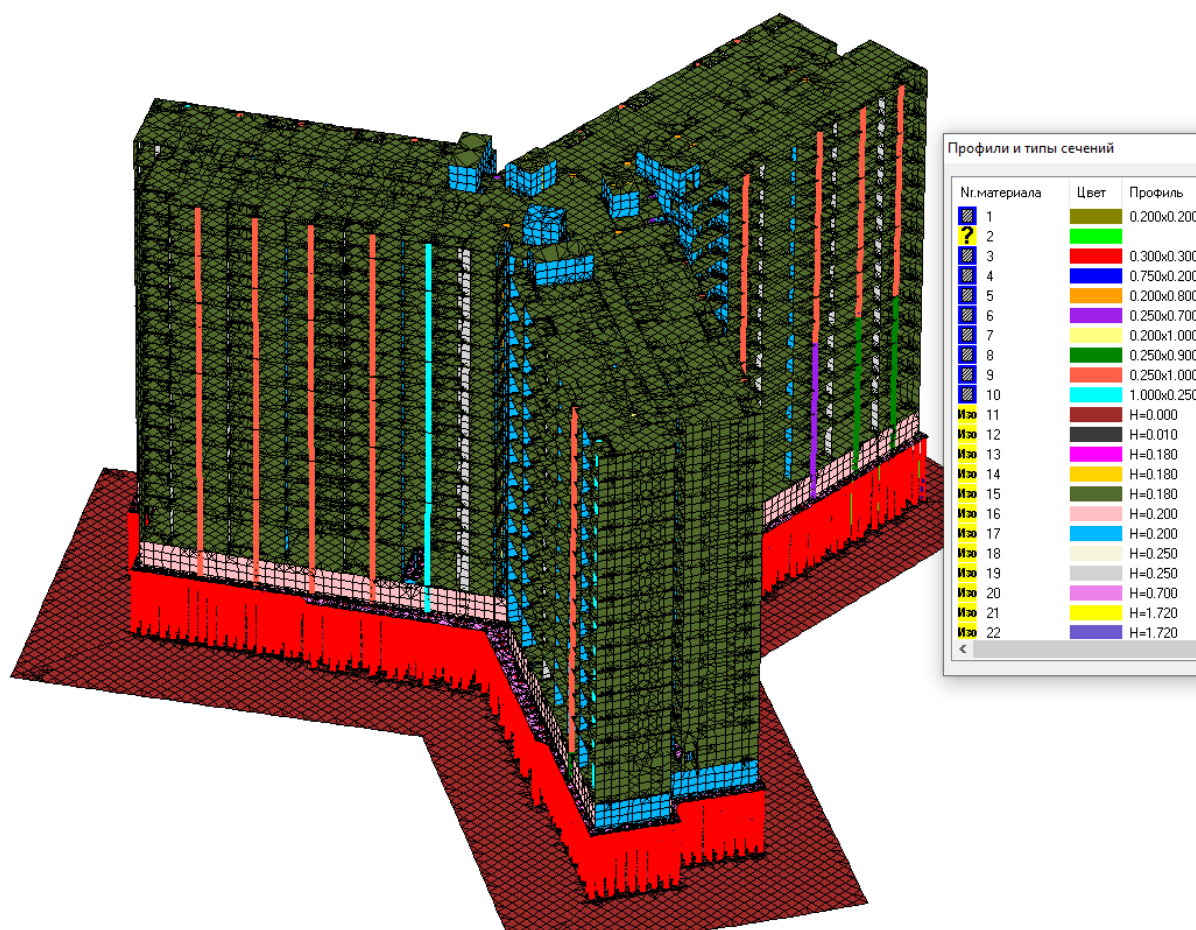


Рис.6.2. Расчетная модель (без объемных конечных элементов)

6.1. Материалы

Собственный вес всех несущих элементов, учтен расчетным комплексом «STARK ES 2018» автоматически, для чего программа оперирует плотностями материалов и их объёмами. Для железобетонных монолитных конструкций принята плотность 2,75 т/м³ (коэф. надёжности по нагрузке $\gamma_f=1,1$).

Нелинейная работа железобетонных конструкций (трещинообразование, ползучесть) учтена снижением модуля упругости материалов : принят с учетом понижающих коэффициентов 0.6 – для вертикальных элементов, и 0,3 – для плит (СП 52-103-2007, п.п.6.2.6)

Характеристики материалов

Ортотропный(пластины)		Бетон	
Арматурный слой		Слоистый	
3D - стержень	Ребро	Трос	Изотропный
Номер мат.	1	Новый	Стандарт
A	0.09	E	1.8e+007
As	0	G	1.25e+007
At	0	Rho	2.75
Ir	0.00114075	Демпфер	
Is	0.000675	Cr	0
It	0.000675	Cs	0
		Ct	0
Ссылка	290		

Сечение

Параметрическое...

Профиль сортамента...

Произвольное...

Составное...

OK Отмена

Рис. Материал свай

Характеристики материалов

Ортотропный(пластины)		Бетон	
Арматурный слой		Слоистый	
3D - стержень	Ребро	Трос	Изотропный
Номер мат.	5	Новый	Стандарт
A	0.2	E	1.8e+007
As	0	G	1.25e+007
At	0	Rho	2.75
Ir	0.00233071	Демпфер	
Is	0.000666667	Cr	0
It	0.0166667	Cs	0
		Ct	0
Ссылка	74		


Сечение

Параметрическое...

Профиль сортамента...

Произвольное...

Составное...



OK Отмена

Рис.. Материал пилона

Характеристики материалов

Ортотропный(пластины)		Бетон	
Арматурный слой		Слоистый	
3D - стержень	Ребро	Трос	Изотропный

Номер мат. ...

A	<input type="text" value="0.25"/>	E	<input type="text" value="1.8e+007"/>
As	<input type="text" value="0"/>	G	<input type="text" value="1.25e+007"/>
At	<input type="text" value="0"/>	Rho	<input type="text" value="2.75"/>
Ir	<input type="text" value="0.00438829"/>	Демпфер	
Is	<input type="text" value="0.00130208"/>	Cr	<input type="text" value="0"/>
It	<input type="text" value="0.0208333"/>	Cs	<input type="text" value="0"/>
		Ct	<input type="text" value="0"/>

Ссылка 331

Сечение




Рис.. Материал пилона

Характеристики материалов

Ортотропный(пластины)		Бетон	
Арматурный слой		Слоистый	
3D - стержень	Ребро	Трос	Изотропный

Номер мат.

H	<input type="text" value="0.18"/>	<input type="button" value="Снижение"/>
E	<input type="text" value="7.9e+006"/>	<input type="button" value="Стандарт"/>
Mue	<input type="text" value="0.2"/>	Материалов
Rho	<input type="text" value="2.75"/>	Ссылка 35

Рис. Материал плит перекрытия и покрытия

Характеристики материалов

Ортотропный(пластины)		Бетон	
Арматурный слой		Слоистый	
3D - стержень	Ребро	Трос	Изотропный

Номер мат.

Н

E

Мue Материалов

Rho Ссылка 23536

Рис. Материал монолитных стен

Характеристики материалов

Ортотропный(пластины)		Бетон	
Арматурный слой		Слоистый	
3D - стержень	Ребро	Трос	Изотропный

Номер мат.

Н

E

Мue Материалов

Rho Ссылка 1937

Рис. Материал монолитных пилонов

Характеристики материалов

Ортотропный(пластины)		Бетон	
Арматурный слой		Слоистый	
3D - стержень	Ребро	Трос	Изотропный

Номер мат. 13

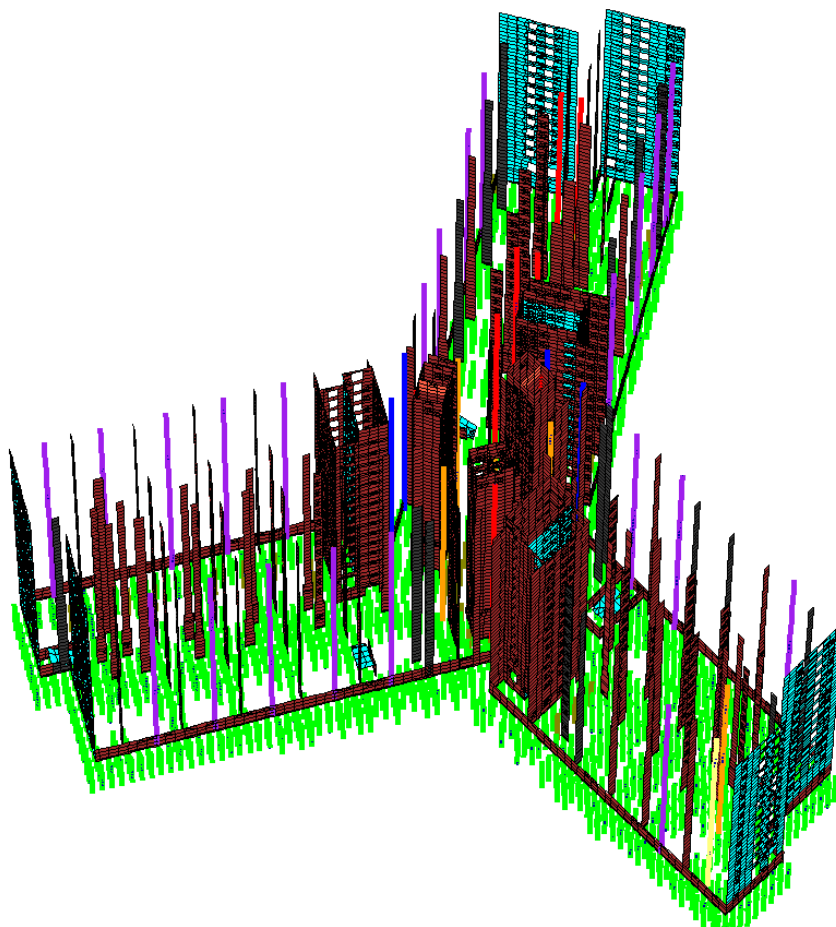
H 0.7

E 8e+006

Mue 0.2

Rho 2.75 30920

Рис. Материал фундаментной плиты



Профили и типы сечений

№ материала	Цвет	Профиль
?		
1		
2		0.300x0.300
3		0.200x0.800
4		0.250x0.700
5		0.200x1.000
6		0.250x1.000
7		1.000x0.250
Изо 8		H=0.010
Изо 9		H=0.180
Изо 10		H=0.180
Изо 11		H=0.200
Изо 12		H=0.250
Изо 13		H=0.700

Рис. Цветовое изображение вертикальных элементов каркаса

7. Расчетные нагрузки, примененные в модели

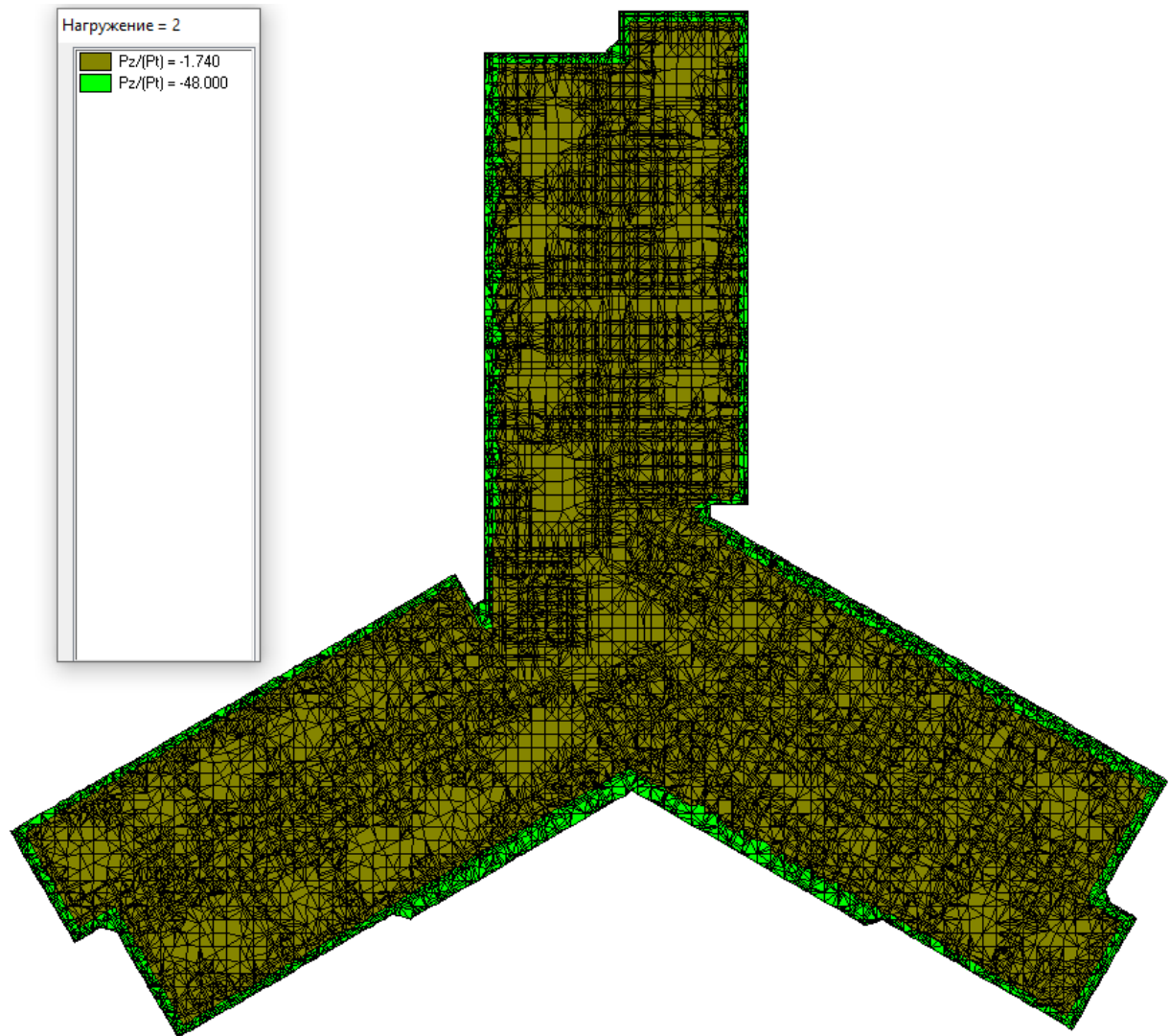


Рис. Нагрузки на фундаментную плиту: полы, обратная засыпка, кн/м2

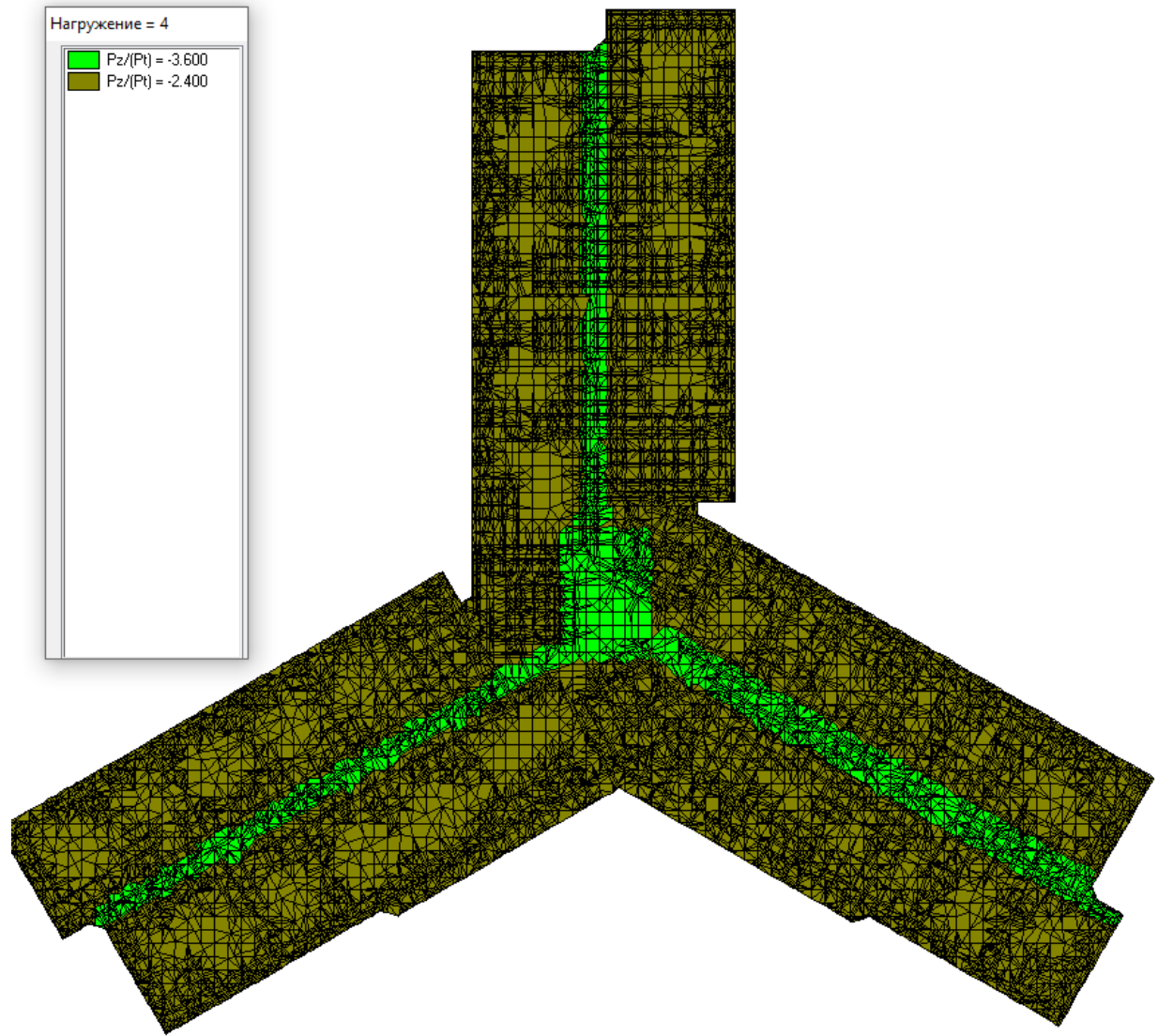


Рис. Нагрузки на фундаментную плиту : полезные нагрузки, кн/м²

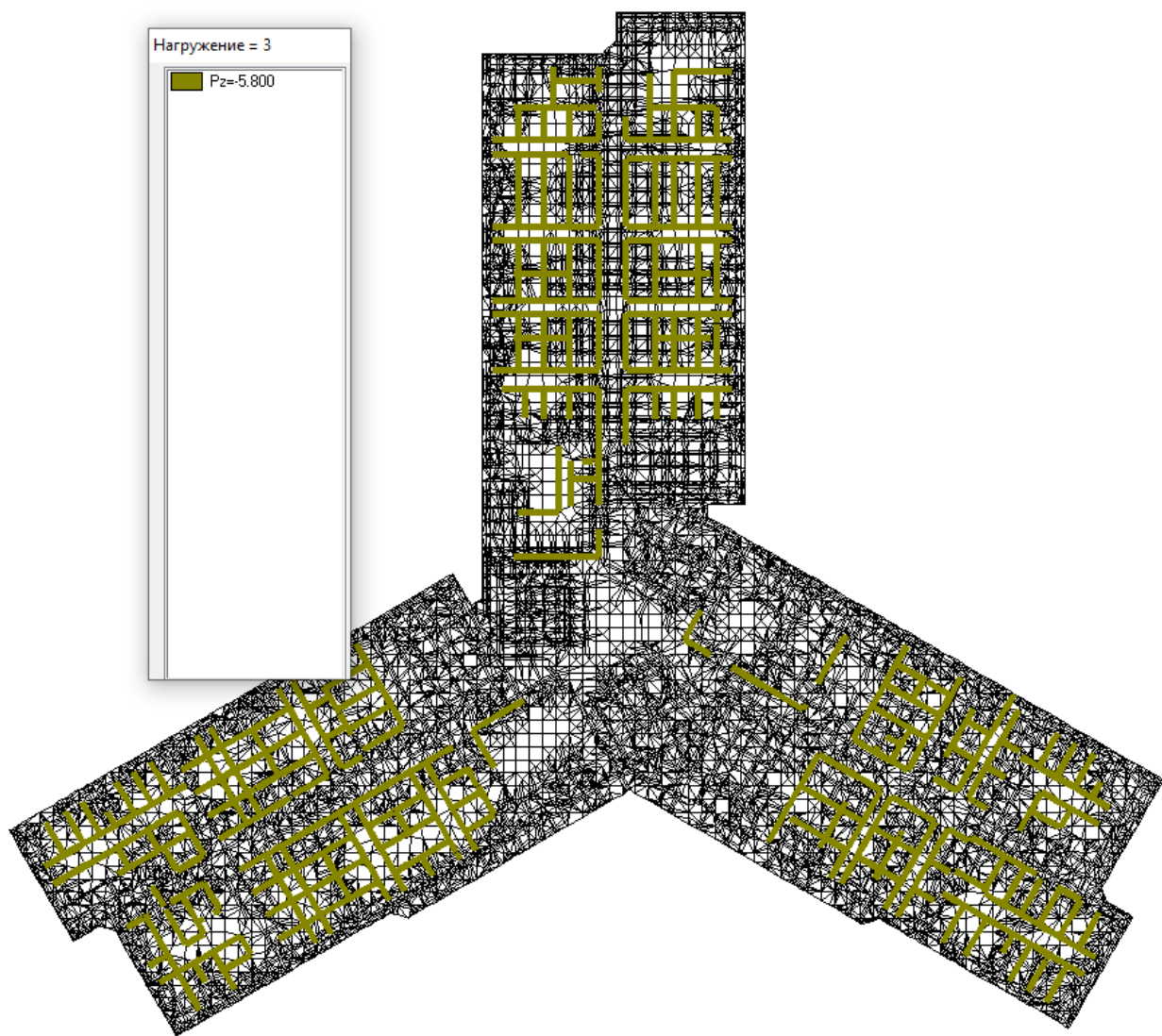


Рис. Нагрузки на фундаментную плиту: от внутренних перегородок, кн/м



Рис. Нагрузки на плиту перекрытия подвала: конструкция пола, кН/м

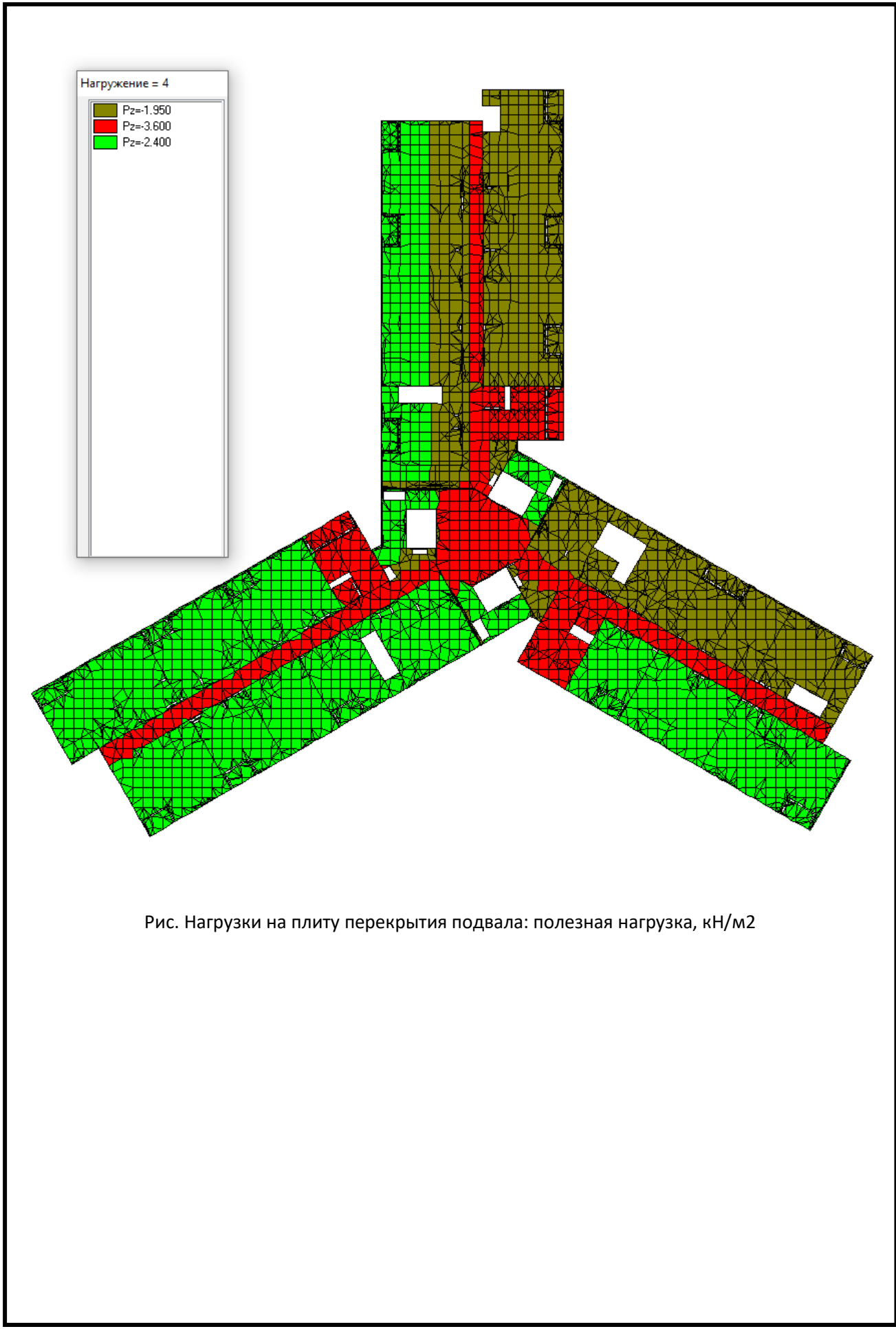


Рис. Нагрузки на плиту перекрытия подвала: полезная нагрузка, кН/м2



Рис. Нагрузки на плиту перекрытия подвала: нагрузка от стен и перегородок, кН/м

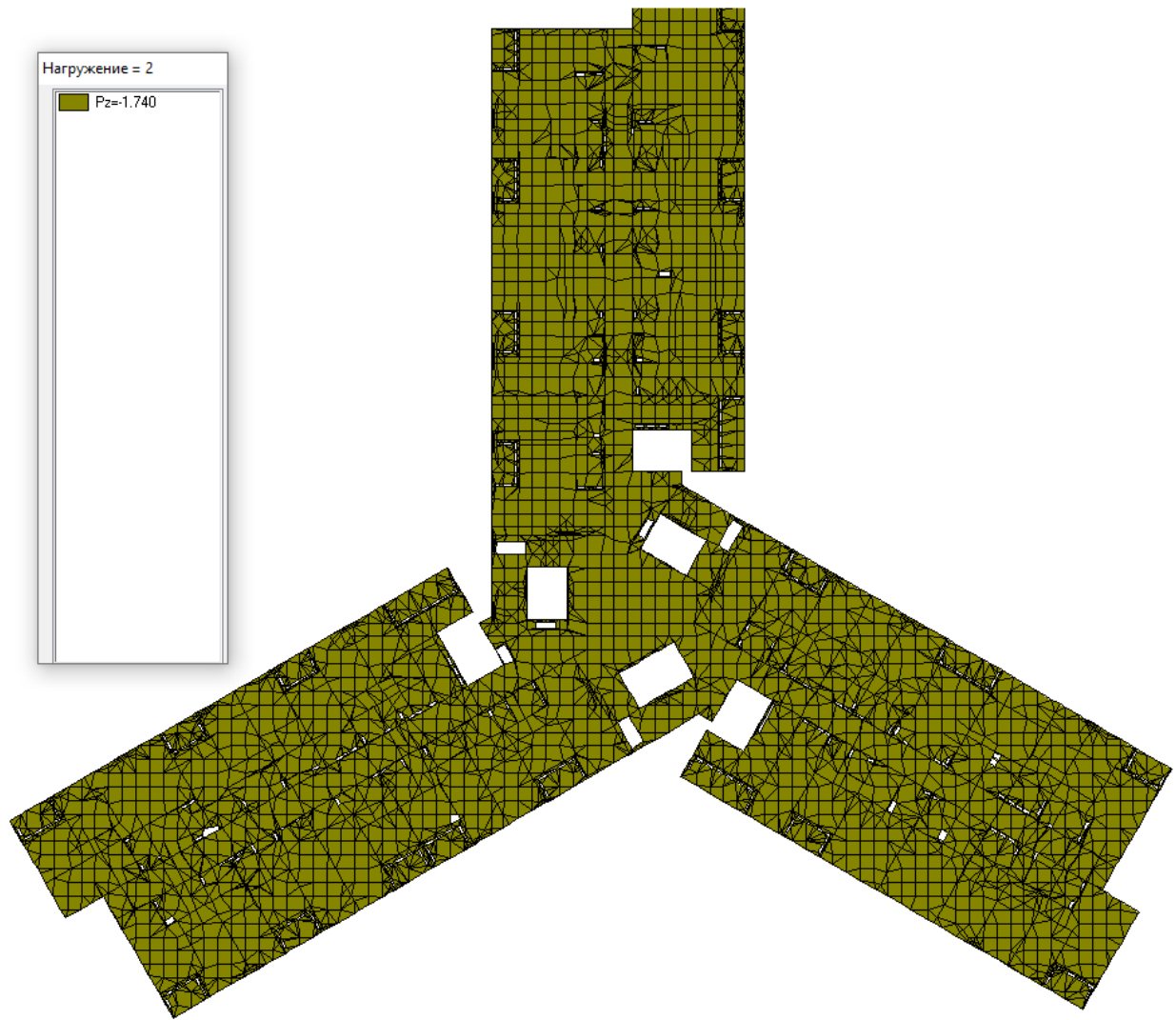


Рис. Нагрузка на плиты типового этажа: от конструкции пола , кН/м2

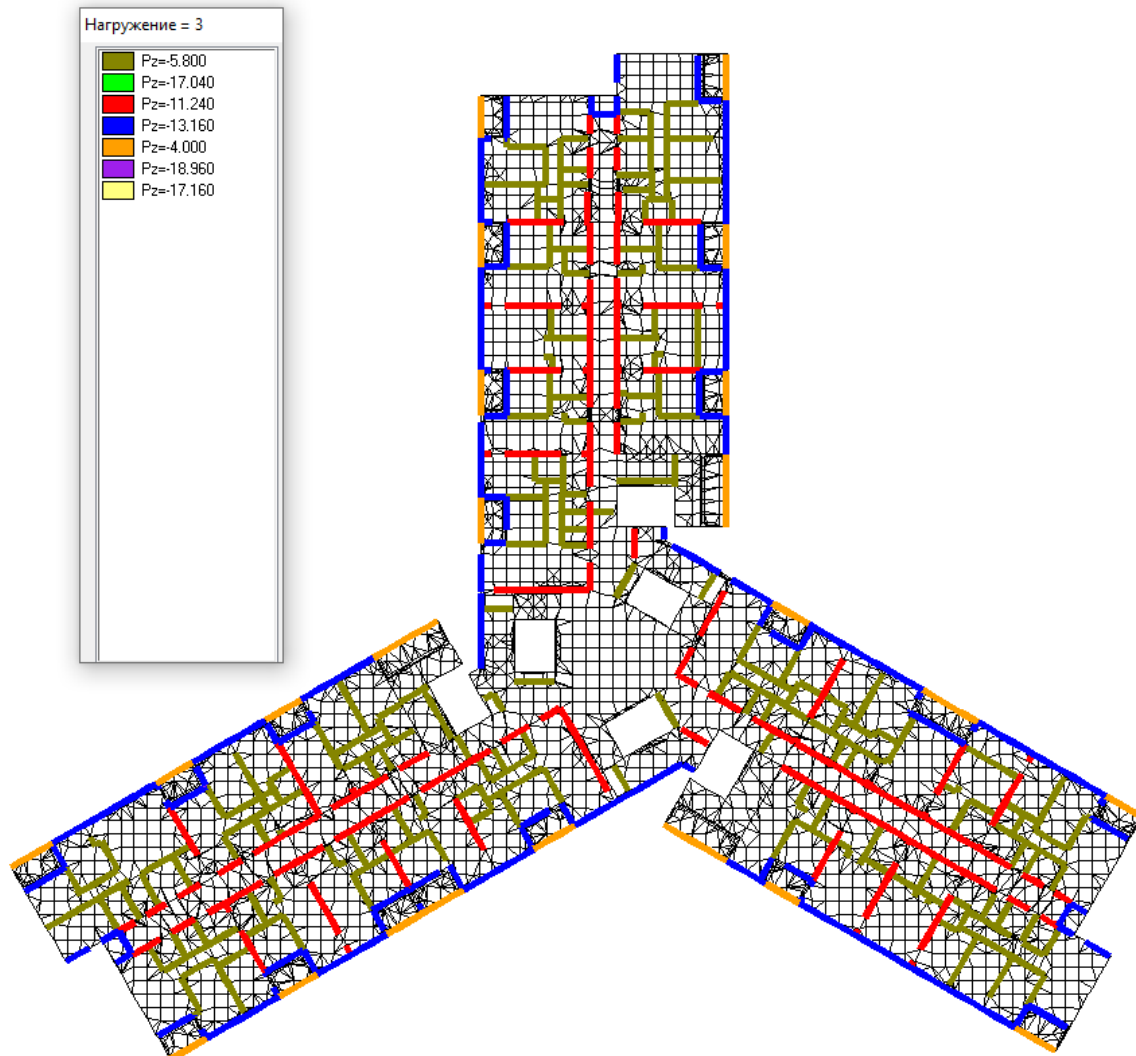


Рис. Нагрузка на плиты типового этажа: от стен и перегородок, кН/м

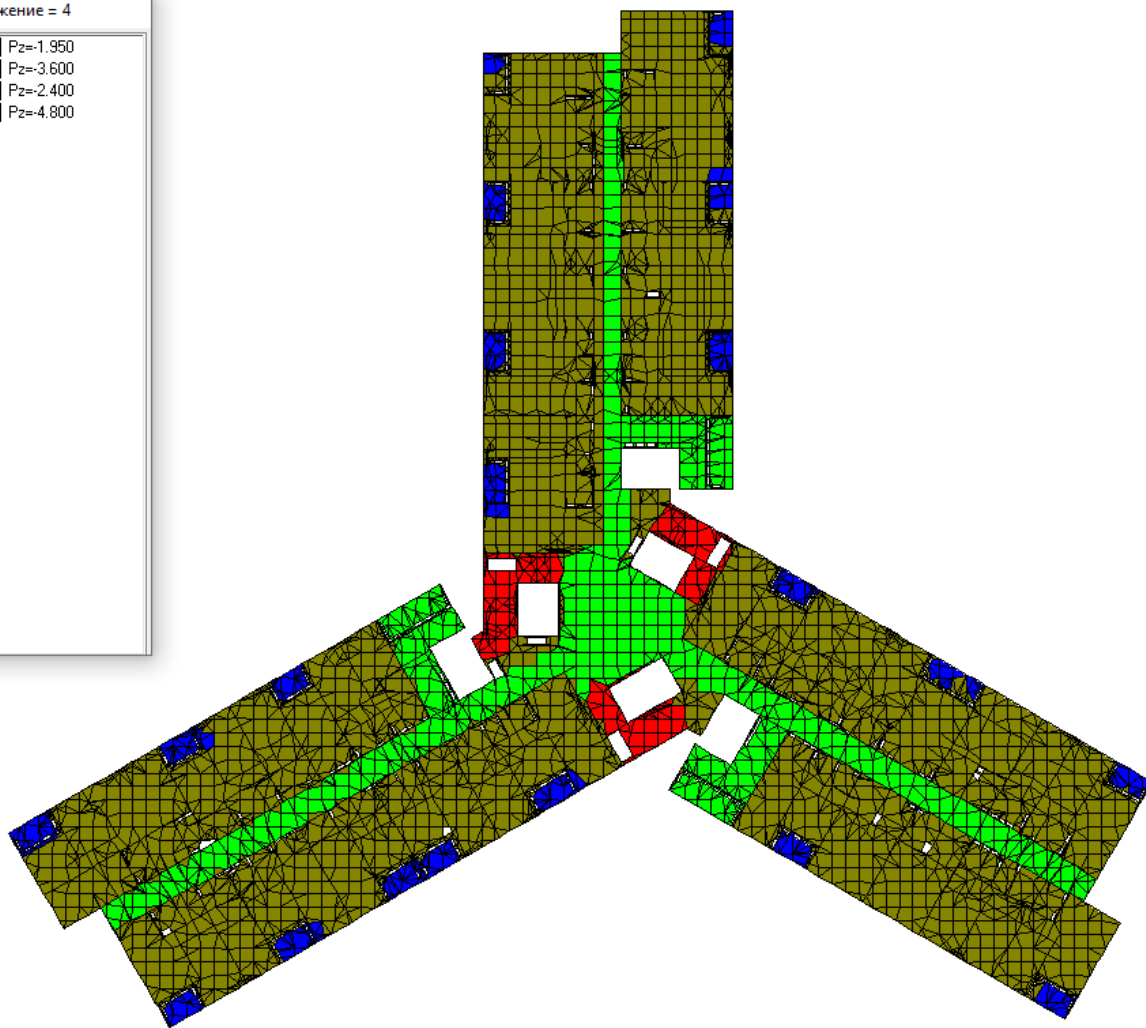



Рис. Нагрузка на плиты типового этажа: полезная нагрузка, кН/м²

Нагрузка = 2

 Pz=1.740

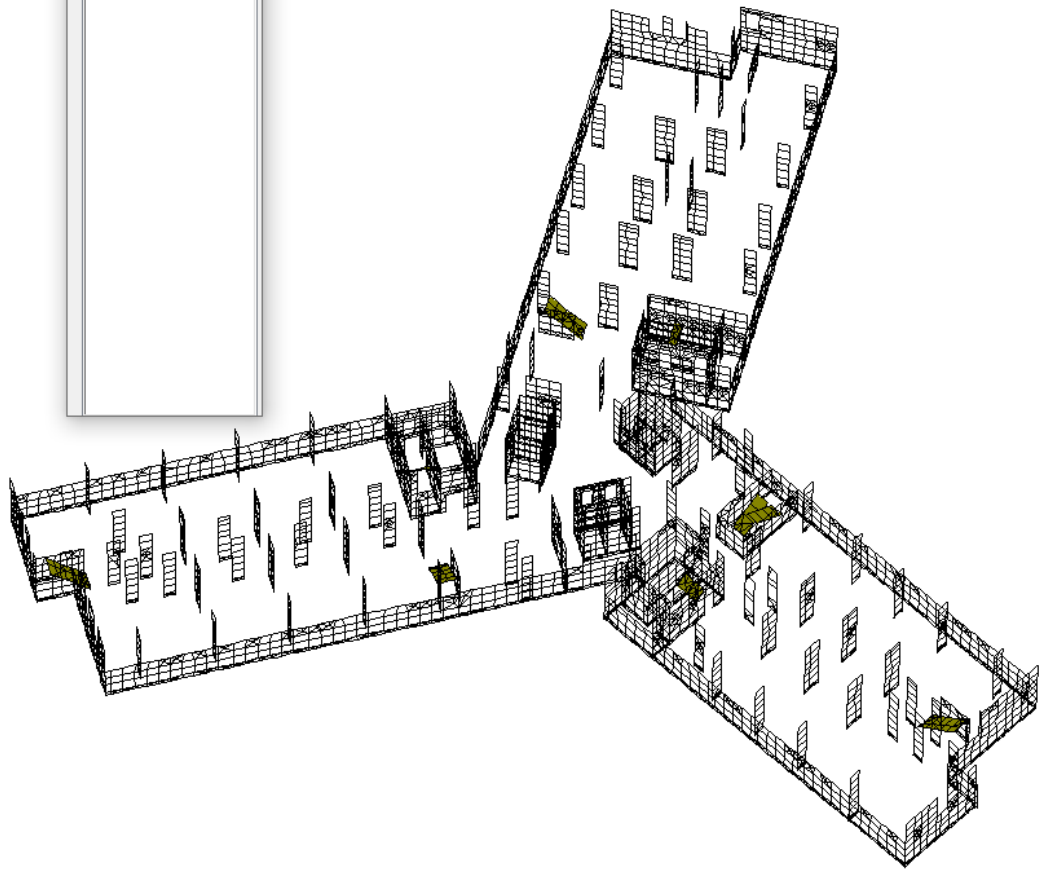


Рис. Нагрузка на монолитные лестничные марши от конструкции пола, кН/м²

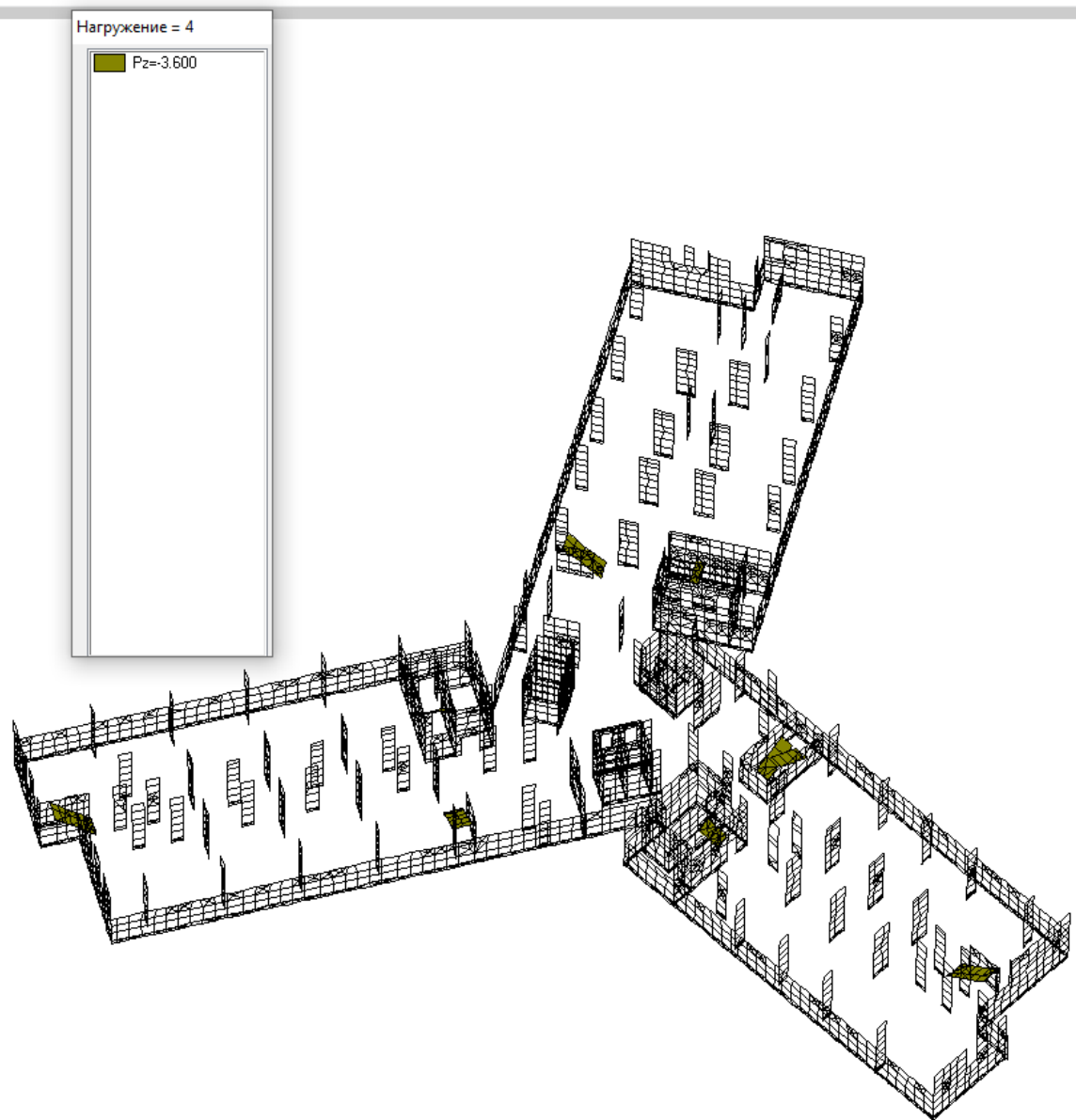


Рис. Нагрузка на монолитные лестничные марши :полезная , кН/м2

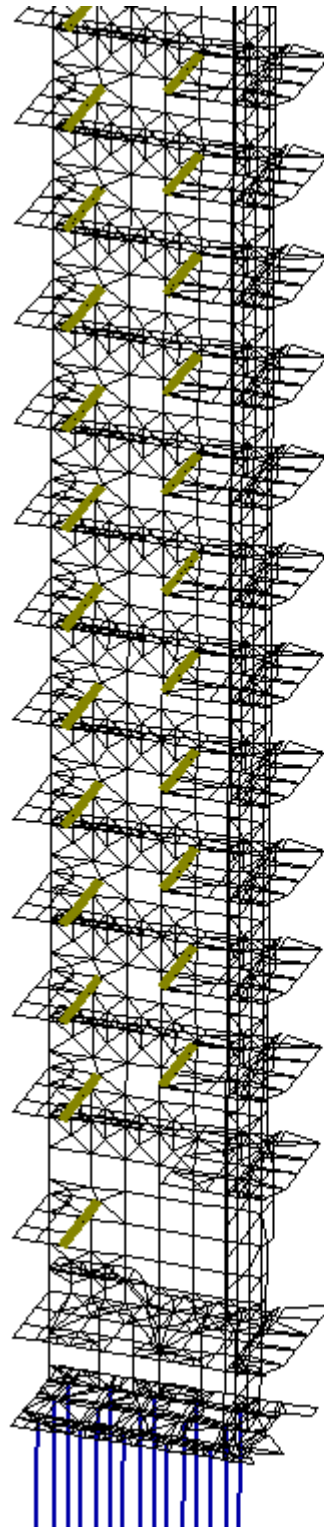


Рис. Нагрузка от собственного веса сборных маршей , кН/м

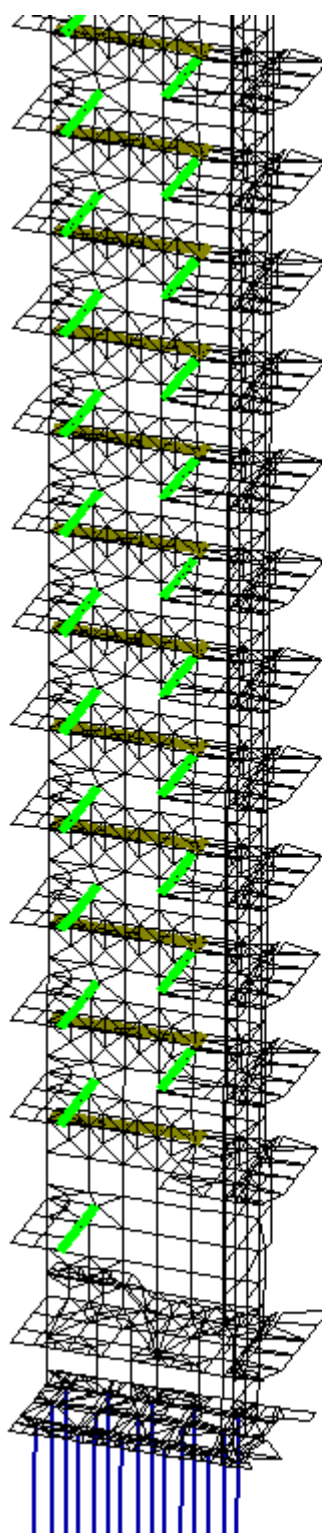


Рис. Нагрузка от сборных маршей : полезная кН/м

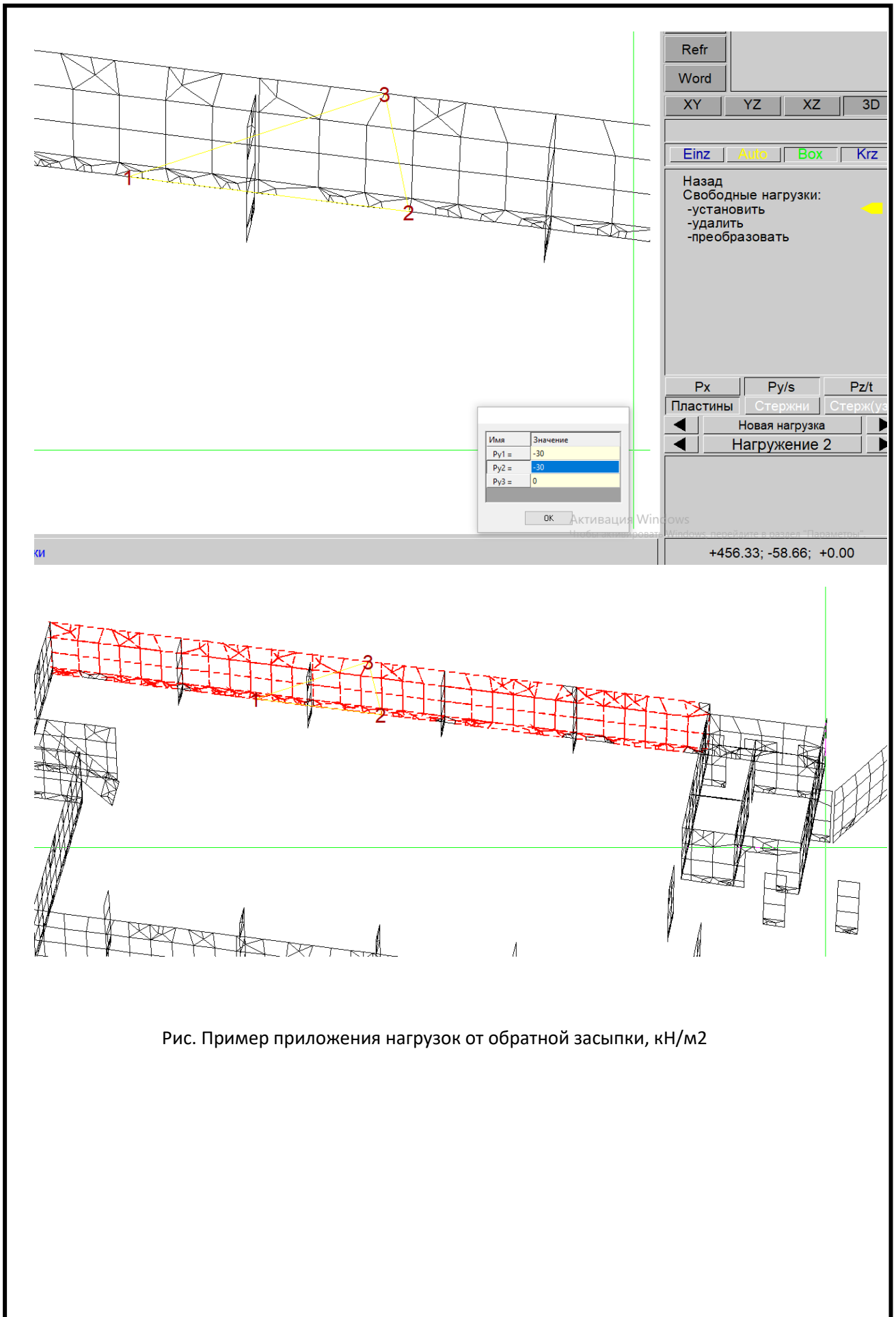


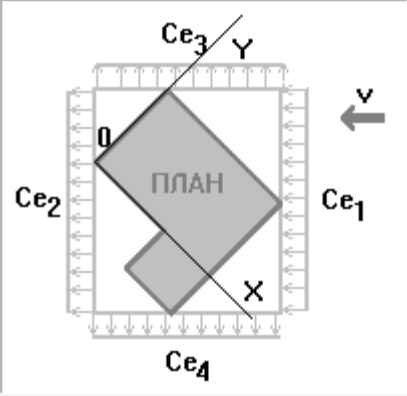
Рис. Пример приложения нагрузок от обратной засыпки, кН/м²

7.1. Приложение ветровой нагрузки

Для загрузки ветровой нагрузкой каркаса здания используется функция «Задание средней составляющей ветровой нагрузки». Данная функция предназначена для определения и приложения распределенной по фасаду здания ветровой нагрузки. Она автоматически преобразуется в узловые силы и моменты, и требуется для последующего расчета пульсационных составляющих путем динамического расчета по определению пульсационной составляющей нагрузки путем динамического расчета.

Задание средней составляющей ветровой нагрузки по СП 20.13330

Ветровой район: I | Тип местности: A



Аэродинамические коэффициенты

Ce1	0.8	Ce3	-0.8
Ce2	-0.5	Ce4	-0.8

Координаты вектора ветровой нагрузки

X	1	Y	0
---	---	---	---

Z-координата уровня земли: 0

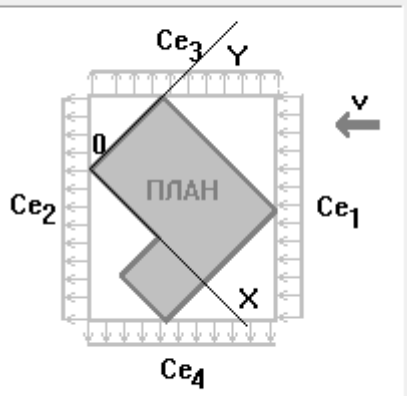
Расчетное значение

Башенные и т.п. сооружения
 Здания

В результате образовалось 8 нагружение

Задание средней составляющей ветровой нагрузки по СП 20.13330

Ветровой район: I | Тип местности: A



Аэродинамические коэффициенты

Ce1	0.8	Ce3	-0.8
Ce2	-0.5	Ce4	-0.8

Координаты вектора ветровой нагрузки

X	0	Y	1
---	---	---	---

Z-координата уровня земли: 0

Расчетное значение

Башенные и т.п. сооружения
 Здания

В результате образовалось 9 нагружение

7.2. Грунтовые условия

Моделирование грунтового основания реализовано с помощью модели грунта.

С помощью данной функции осуществляется моделирование естественного грунтового основания сооружения на основании данных инженерно-геологических изысканий, задаваемых по скважинам. При этом обеспечивается:

- ✓ построение пространственной модели массива грунтового основания;
 - ✓ определение осадки в каждой расчетной точке основания методом послойного суммирования в соответствии со СНиП 2.02.01-83*, СП 22.13330, СП 50-101-2004;
 - ✓ учет нелинейности деформирования основания под нагрузкой:
 - зависимость расчетного значения глубины сжимаемой толщи от приложенной к основанию вертикальной нагрузки, определяемой конечно-элементным статическим расчетом;
 - двухстадийная работа грунта на ветвях первичного и вторичного нагружения в соответствии с СП 22.13330, СП 50-101-2004;
 - снижение модуля деформации грунта при давлении на основание сверх расчетного сопротивления грунта;
 - односторонняя работа основания только на сжатие;
 - ✓ возможность учета увеличения модуля деформации грунта с глубиной;
- формирование линейаризированной расчетной модели грунтового основания для учета в общем расчете системы «здание-фундамент-основание» – одно- или двухпараметрического упругого основания с переменными в плане коэффициентами жесткости либо пространственной модели основания из объемных конечных элементов

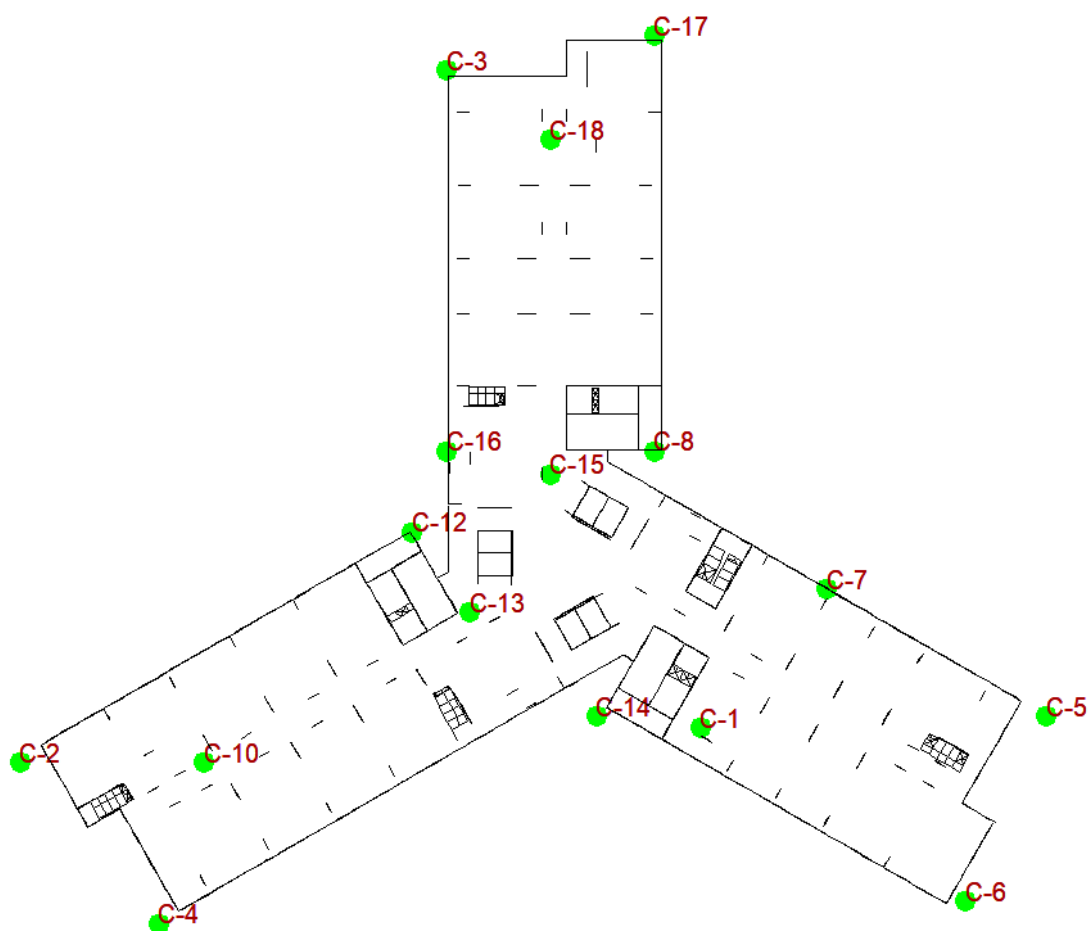


Рис. Расположение инженерно-геологических выработок

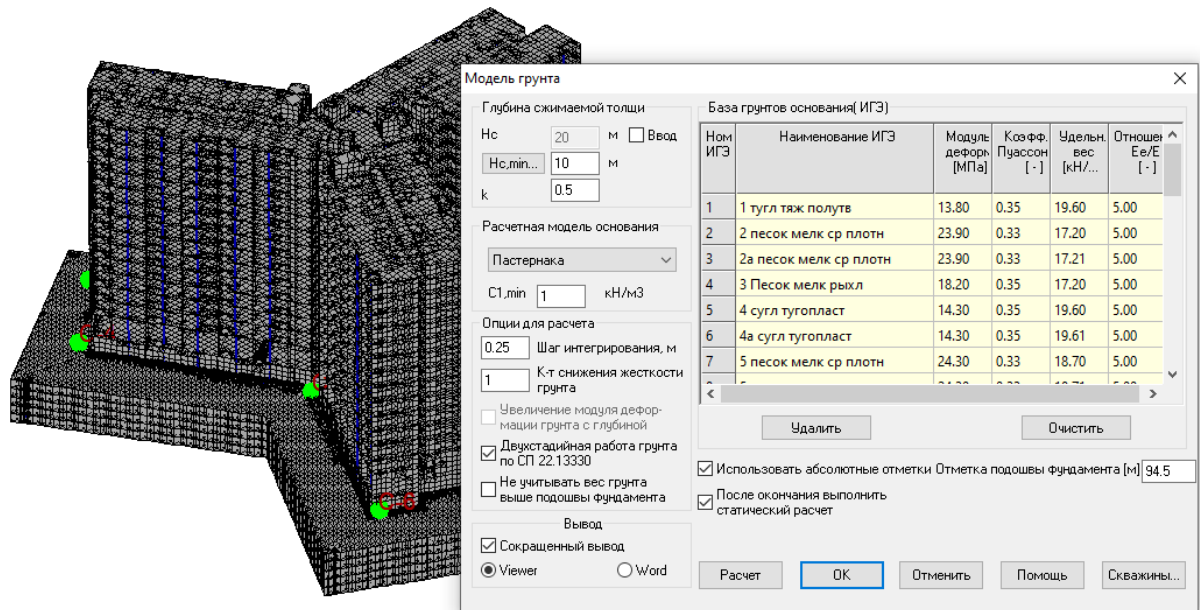


Рис. Модель грунта

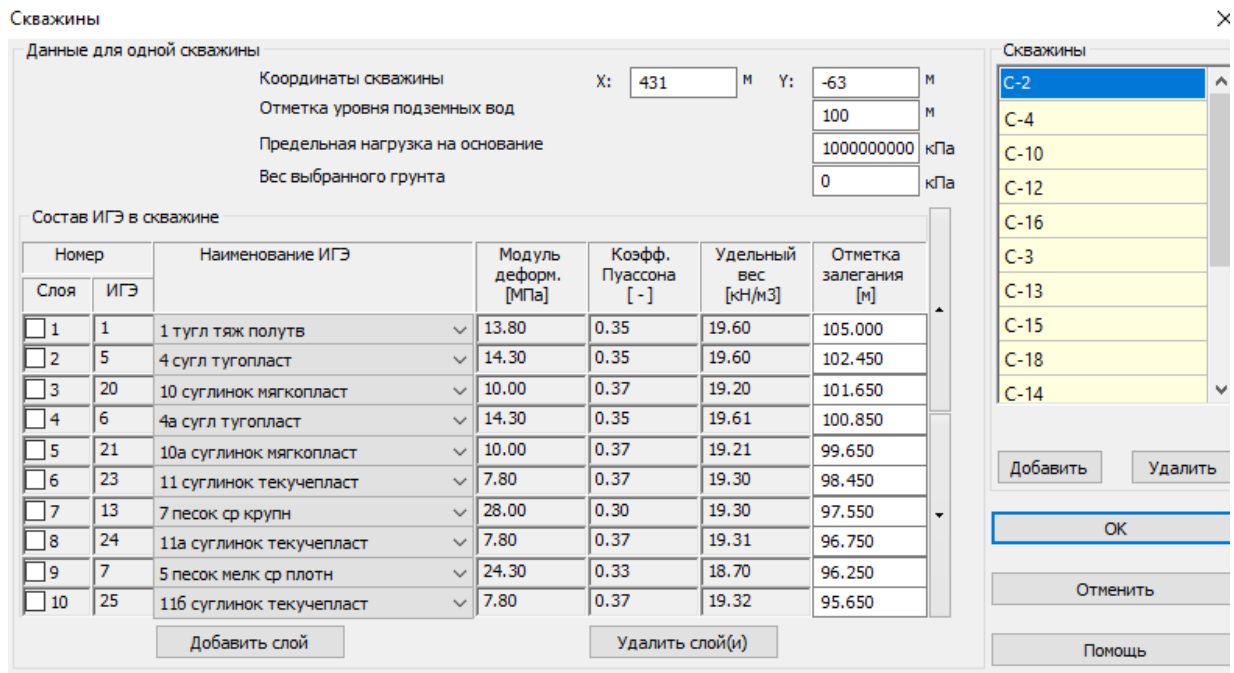


Рис. Пример ввода данных по скважине

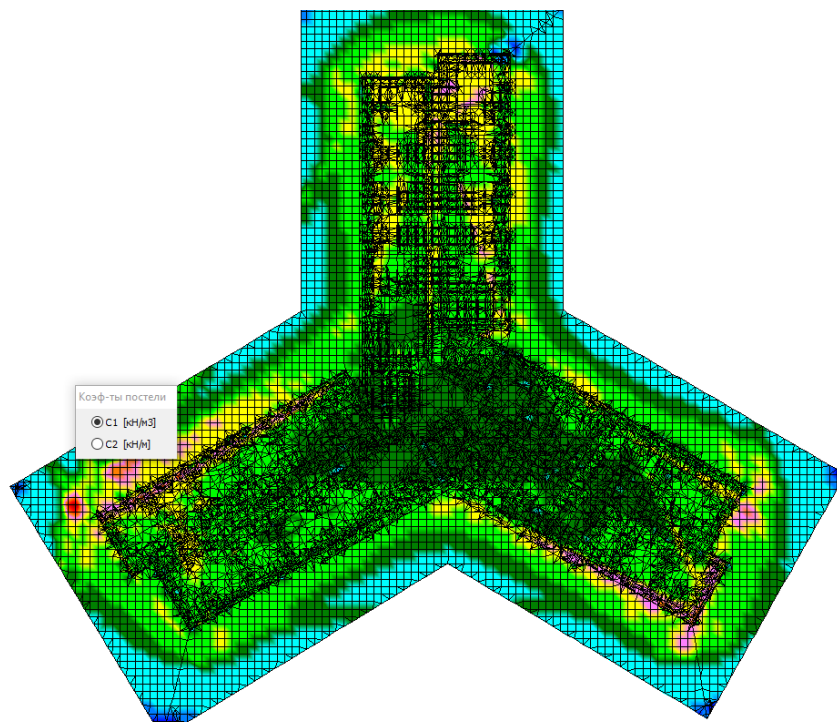


Рис. Цветовая палитра упругого основания

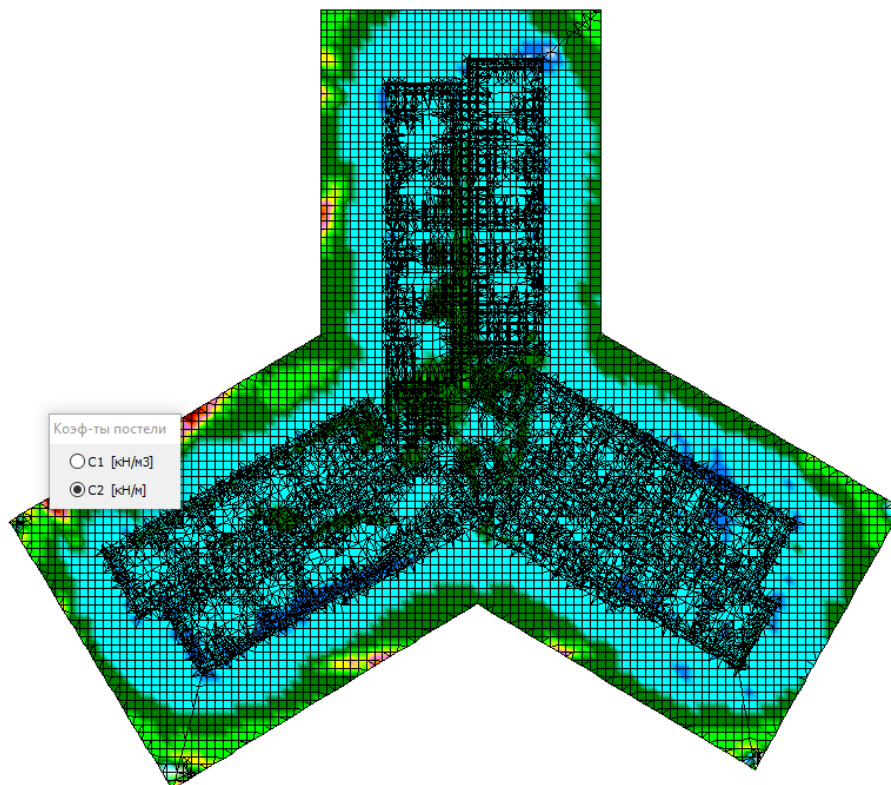


Рис. Цветовая палитра упругого основания

8. Результаты расчета

8.1. Расчет основания по деформациям

Основание жилого дома в расчетной модели моделировалось комбинированным способом: окружающий грунт задавался объемными элементами, под острием сваи - упругое основание. Данный способ позволяет учесть особенности взаимодействия свай в большом свайном поле, а также получить характер деформаций под острием сваи - условного свайного фундамента

Для исключения кренов и неравномерных осадок, полученных в ходе расчетов фундаментная плита имеет уширение

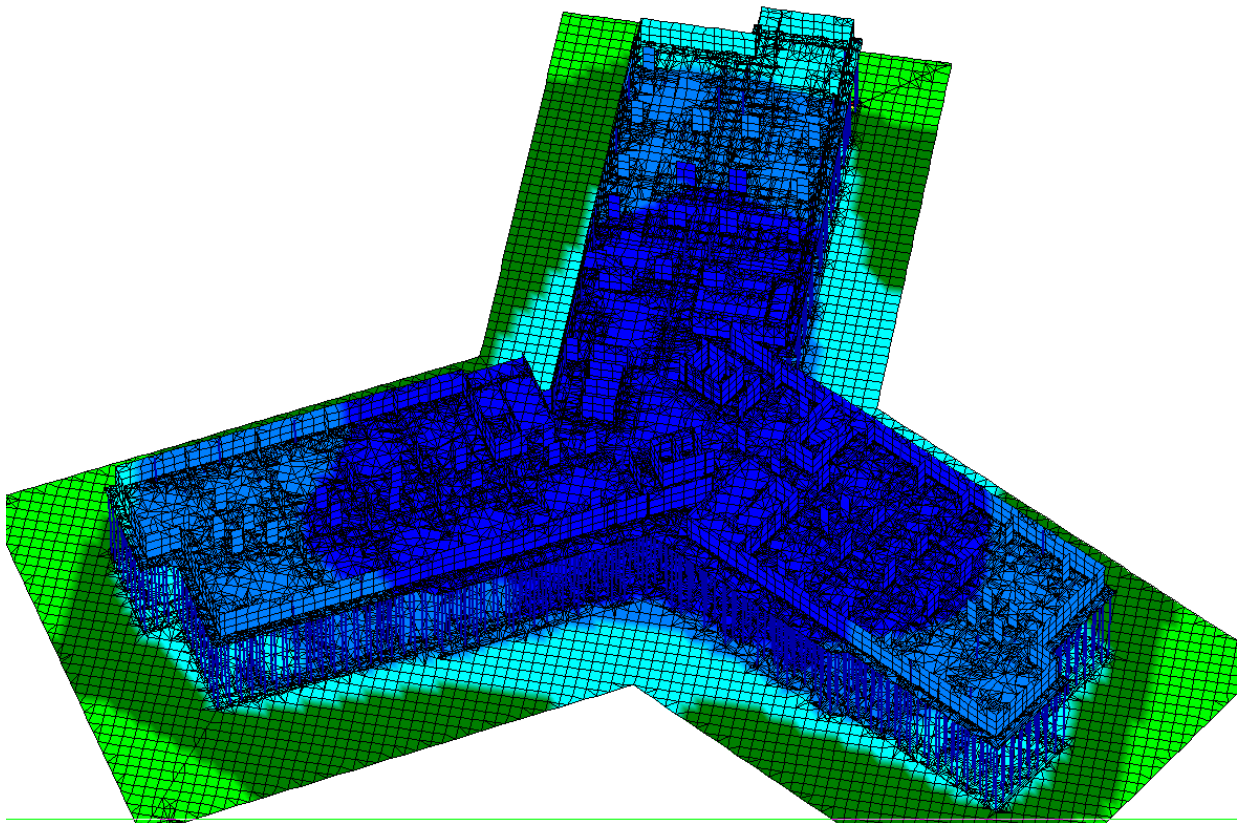
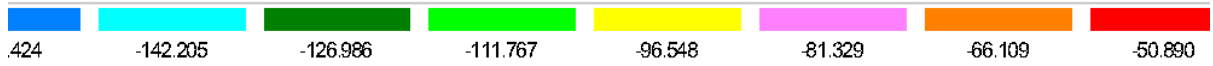
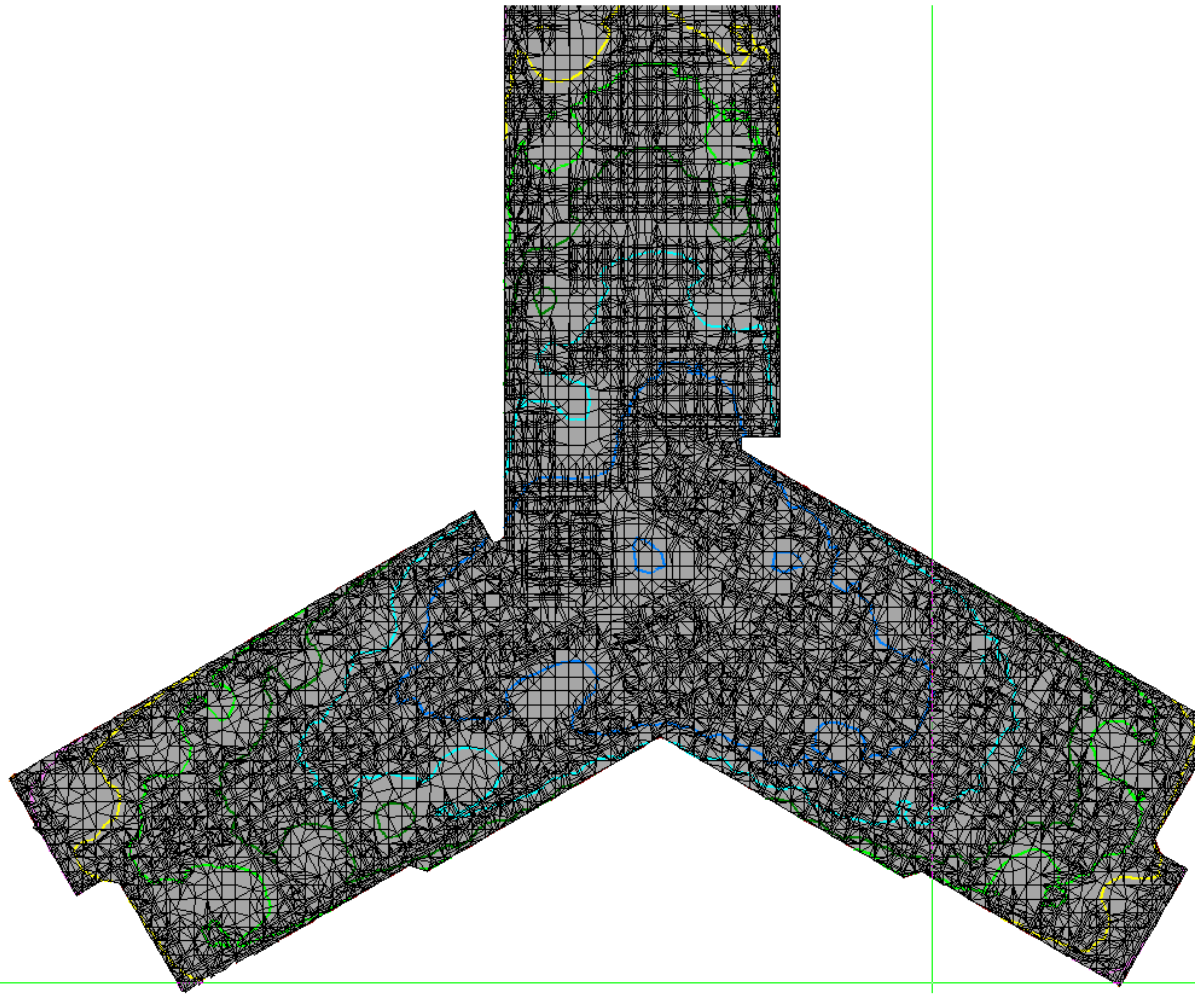


Рис. Общая картина деформаций конструкций ниже нуля



Разница деформаций фундаментной плиты $\Delta S/L = 76 / 26000 = 0,00292 <$ предельного значения, равного 0,003 (СП 22.13330.2016 прил. Г). Условие выполняется

Номер т.с.з.	Частные значения предельного сопротивления висячих свай F _i , в кН при глубине погружения в метрах, относительно абс. отметки планировки															
	3(99,4)	4(98,4)	5(97,4)	6(96,4)	7(95,4)	8(94,4)	9(93,4)	10(92,4)	11(91,4)	12(90,4)	13(89,4)	14(88,4)	15(87,4)	16(86,4)	17(85,4)	
26	114,6	136,3	204,2	400,8	530,8	634,1	682,2	663,9	631,1	437,9	482,0	524,3	564,2	594,8*	614,3*	
27	305,0	340,8	384,9	385,8	485,3	574,6	635,5	631,6	437,9	454,0	481,2	516,7	547,9	578,0	599,0*	
28	226,8	275,0	339,3	331,1	381,1	395,6	472,2	558,7	555,7	503,9	539,6	595,6	660,3	704,4	718,1*	
29	259,9	303,6	492,0	666,5	739,3	809,1	828,8	803,3	681,8	601,4	635,8	679,7	731,1	780,6	838,9*	
30	293,5	431,1	622,4	691,7	698,8	770,6	851,0	896,8*	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
31	227,6	290,7	319,4	503,6	579,9	640,6	726,2	669,7	559,5	539,7	582,0	616,9	651,7	689,7	715,0*	
Кол-во	31	31	31	30	28	26	25	23 vb	21	21	20 vb	20 vb	21	21	21	
Среднее	274,5	325,5	395,9	447,5	524,6	603,3	667,9	690,2	627,8	558,1	570,2	617,8	663,0	706,5	737,9	
S	69,015	81,254	108,274	131,598	150,511	159,093	164,992	118,994	152,498	102,541	63,888	65,039	80,075	81,569	93,632	
V	0,251	0,25	0,274	0,294	0,287	0,264	0,247	0,167	0,243	0,184	0,11	0,103	0,121	0,116	0,127	
У _q	1,083	1,083	1,091	1,101	1,102	1,097	1,092	1,064	1,1	1,074	1,044	1,042	1,048	1,045	1,05	
F _d	253,399	300,691	362,799	406,617	476,111	549,935	611,391	668,171	570,567	519,637	557,931	604,875	632,95	675,842	702,8	

Комментарии:

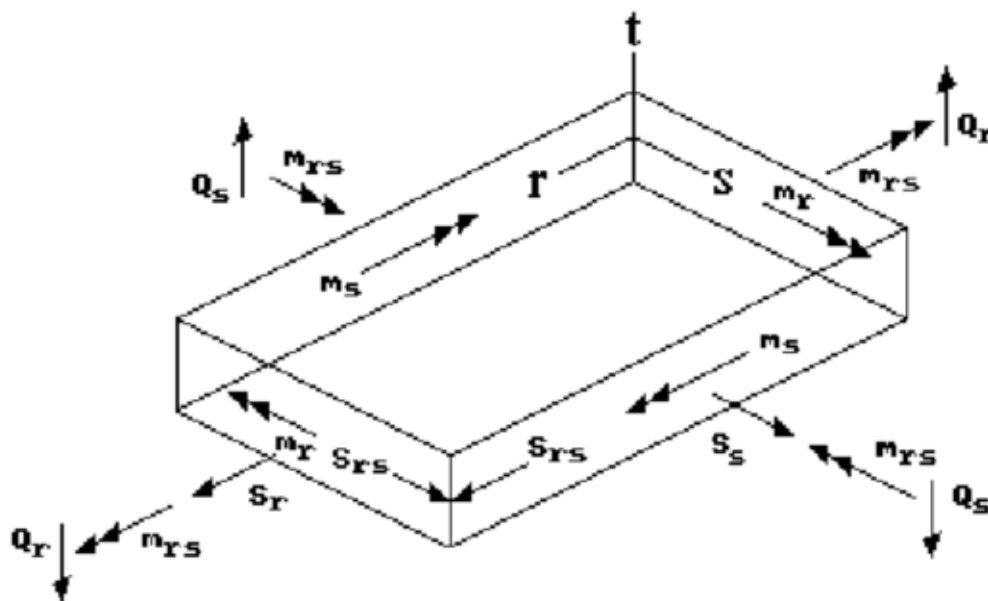
- Несущая способность свай по объекту F_d, кН рассчитана по ГОСТ 20522-96 для n=6, при доверительной вероятности 0,95.
- В сваях, помеченных (*), расчеты ориентировочные.
- Если в строке "кол-во" имеется индекс (vb) - значит в выборке присутствовали выбросы.

С учетом коэф надежности 1,25 допустимая нагрузка не должна превышать 43.9т. Условие выполняется

8.2. Расчет фундаментной плиты

Правила чтения усилий

Усилия выводятся в местной элементной системе координат $r-s-t$. Положительные значения S_r и S_s соответствуют растяжению, отрицательные – сжатию. Положительный момент M_r вызывает на нижней стороне оболочки растягивающие усилия в направлении оси $-r$. Положительный момент M_s вызывает на нижней стороне оболочки растягивающие усилия в направлении оси $-s$. Нижняя сторона оболочки находится по отрицательному направлению оси $-t$.



Оболочка	<p> S_r – мембранное напряжение в "r"-направлении; S_s – мембранное напряжение в "s"-направлении; S_{rs} – мембранное сдвиговое напряжение; M_r – изгибающий момент M_r (создает напряжения в "r"-направлении); M_s – изгибающий момент M_s (создает напряжения в "s"-направлении); M_{rs} – крутящий момент; Q_r – поперечная сила на площадке, перпендикулярной оси $-r$; Q_s – поперечная сила на площадке, перпендикулярной оси $-s$; $Q_{tot} = \sqrt{Q_r^2 + Q_s^2}$. </p>
----------	---

Выполняется расчет по прочности и трещиностойкости пластинчатых элементов, моделирующих железобетонные плиты и стены, в соответствии с СП 63.13330, СП 52-101-2003 или СНиП 2.03.01-84*, а также бетонные плиты и стены, армированные композитной полимерной арматурой (АКП), в соответствии с СП 295.1325800. Арматура рассчитывается по усилиям, определенным в результате статического расчета. При этом определяются теоретические значения погонной (на 1 м ширины плиты) площади сечения продольной арматуры в узлах конечно-элементной сетки. Для плит и оболочек также определяются значения интенсивности поперечной арматуры (площадь сечения хомутов, приходящаяся на единицу площади плиты) в узлах.

Возможен как графический, так и табличный вывод рассчитанной теоретической арматуры. Возможно определение теоретической арматуры либо только по условиям прочности, либо по условиям прочности и трещиностойкости.

Обозначения

Для арматуры в плитах и оболочках:

Asro	[см ² /м]	верхняя продольная арматура вдоль местной оси "r"
Asru	[см ² /м]	продольная арматура вдоль местной оси "r"
Asso	[см ² /м]	верхняя продольная арматура вдоль местной оси "s"
Assu	[см ² /м]	нижняя продольная арматура вдоль местной оси "s"
Asw	[см ² /м ²]	поперечная арматура

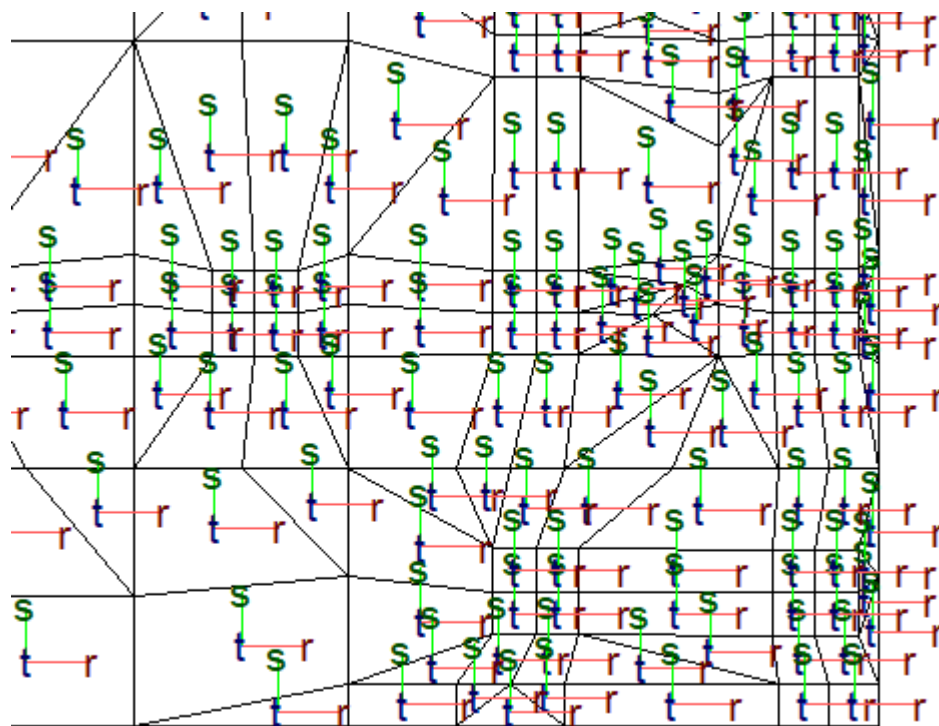


Рис. Направление локальных осей

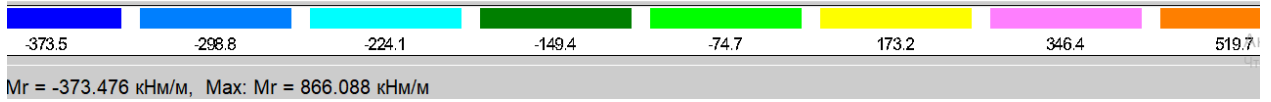
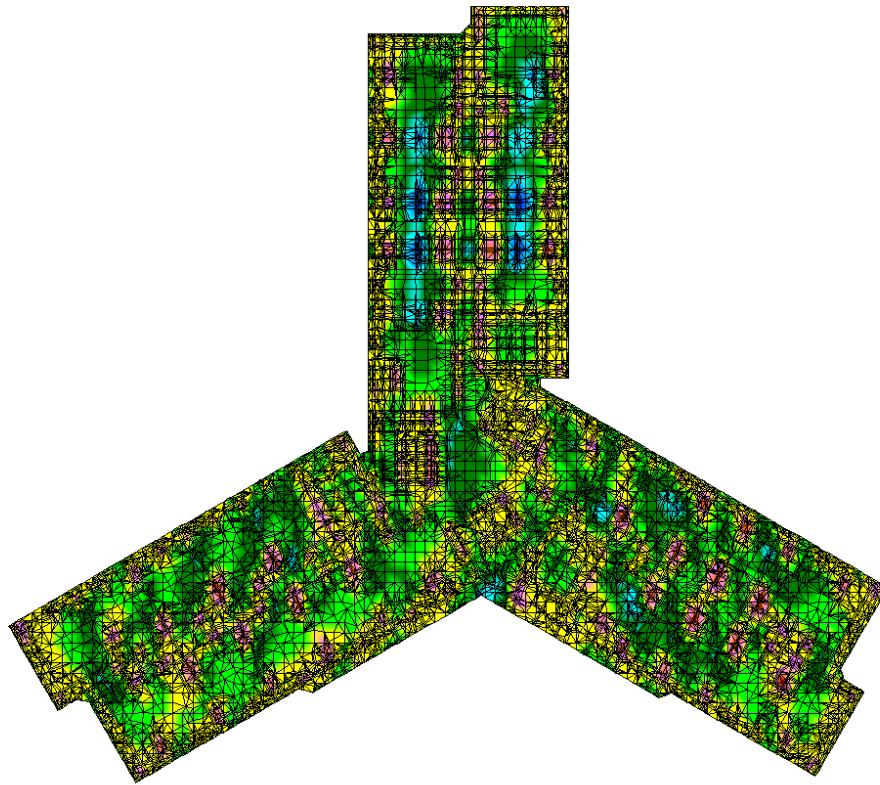


Рис. Изгибающий момент M_x в фундаментной плите

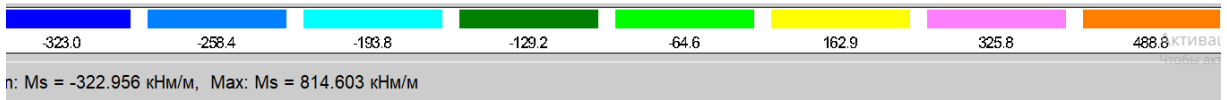
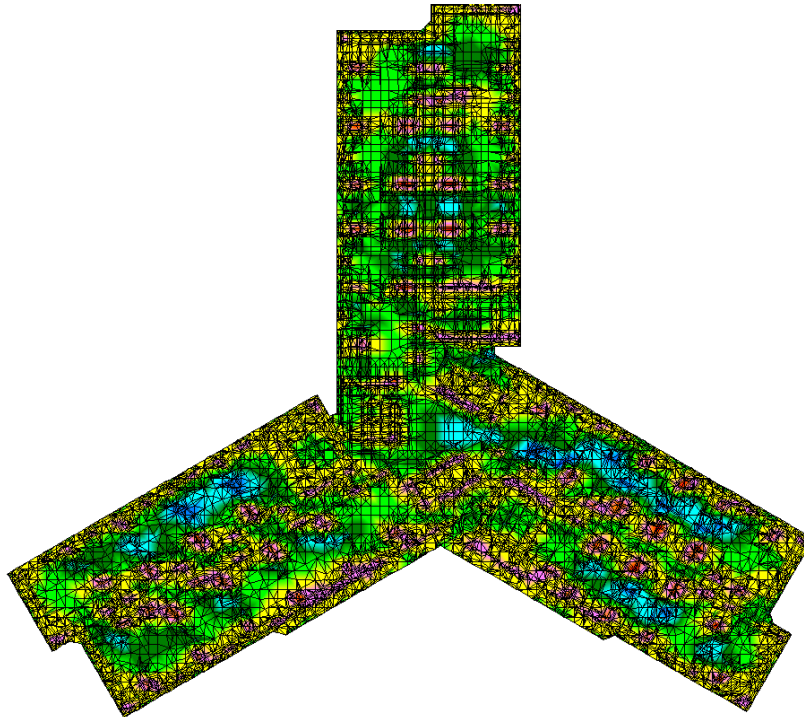


Рис. Изгибающий момент M_y в фундаментной плите

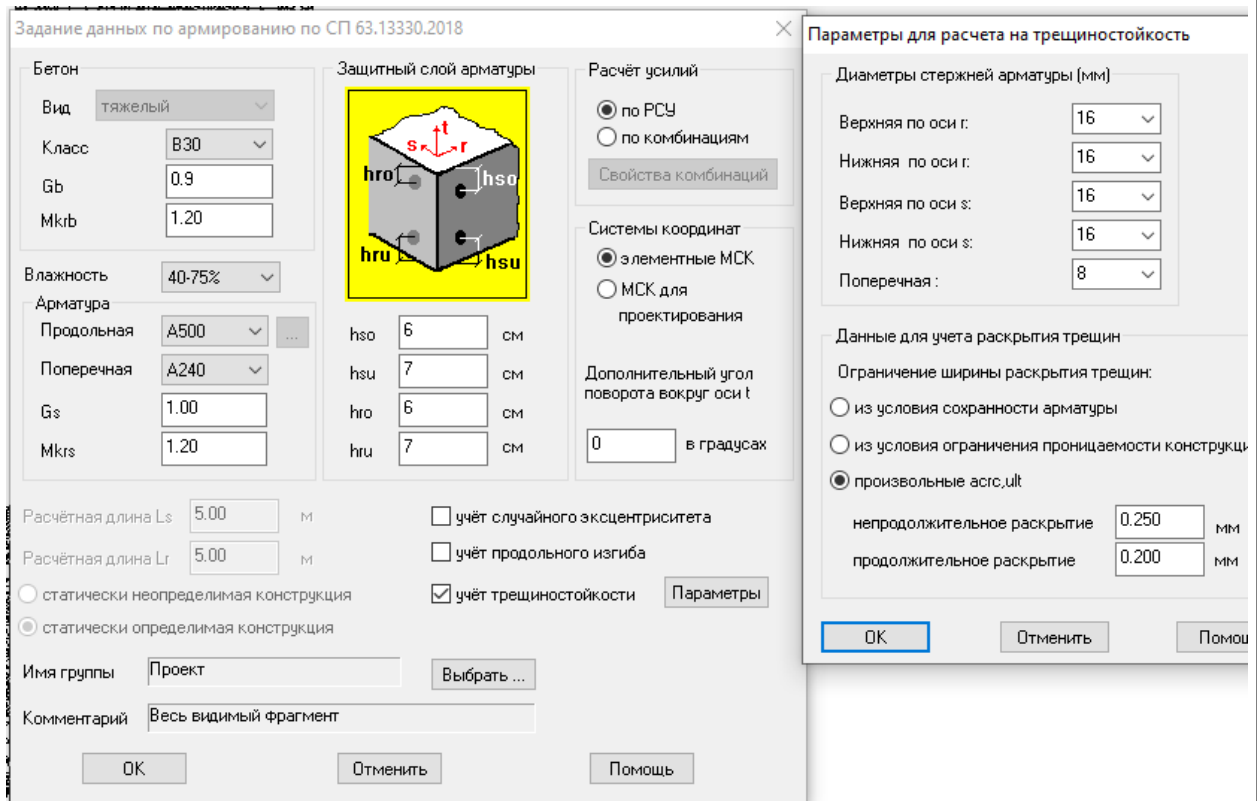


Рис. Задание данных для расчета армирования

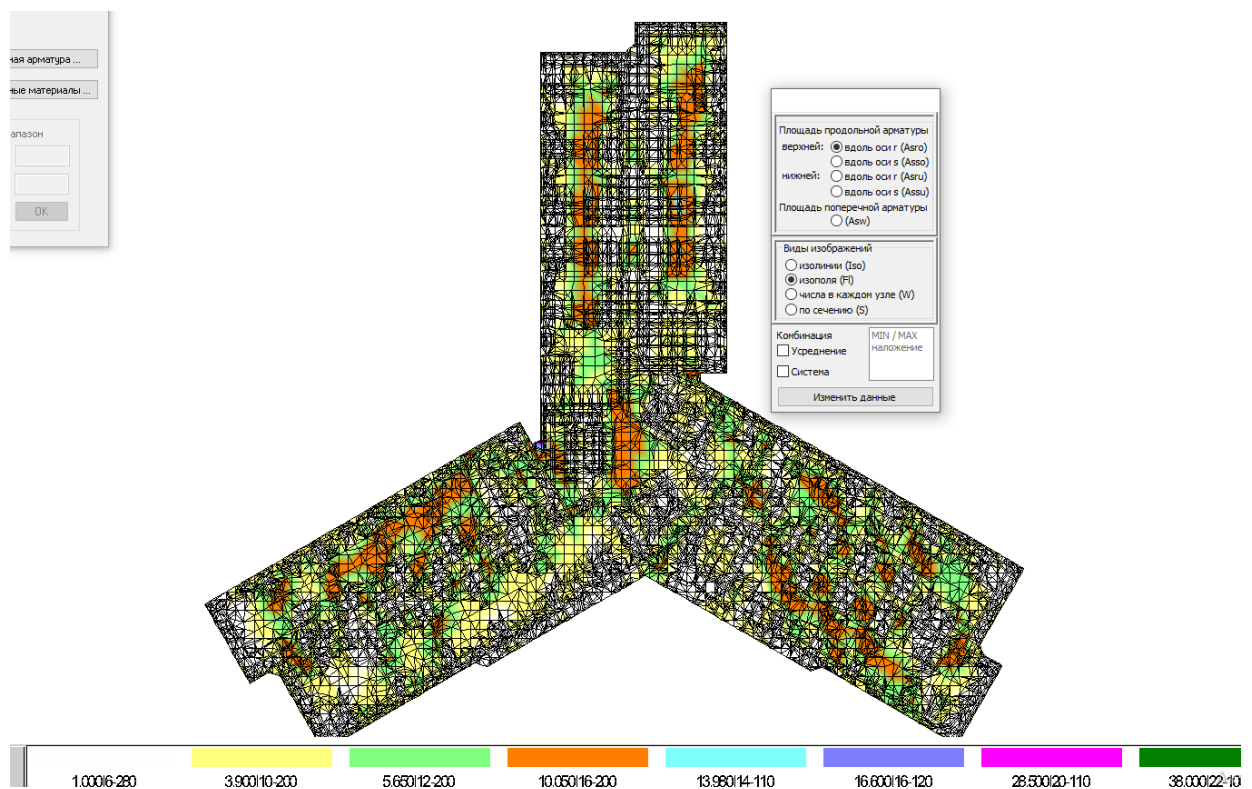


Рис. Результаты расчета

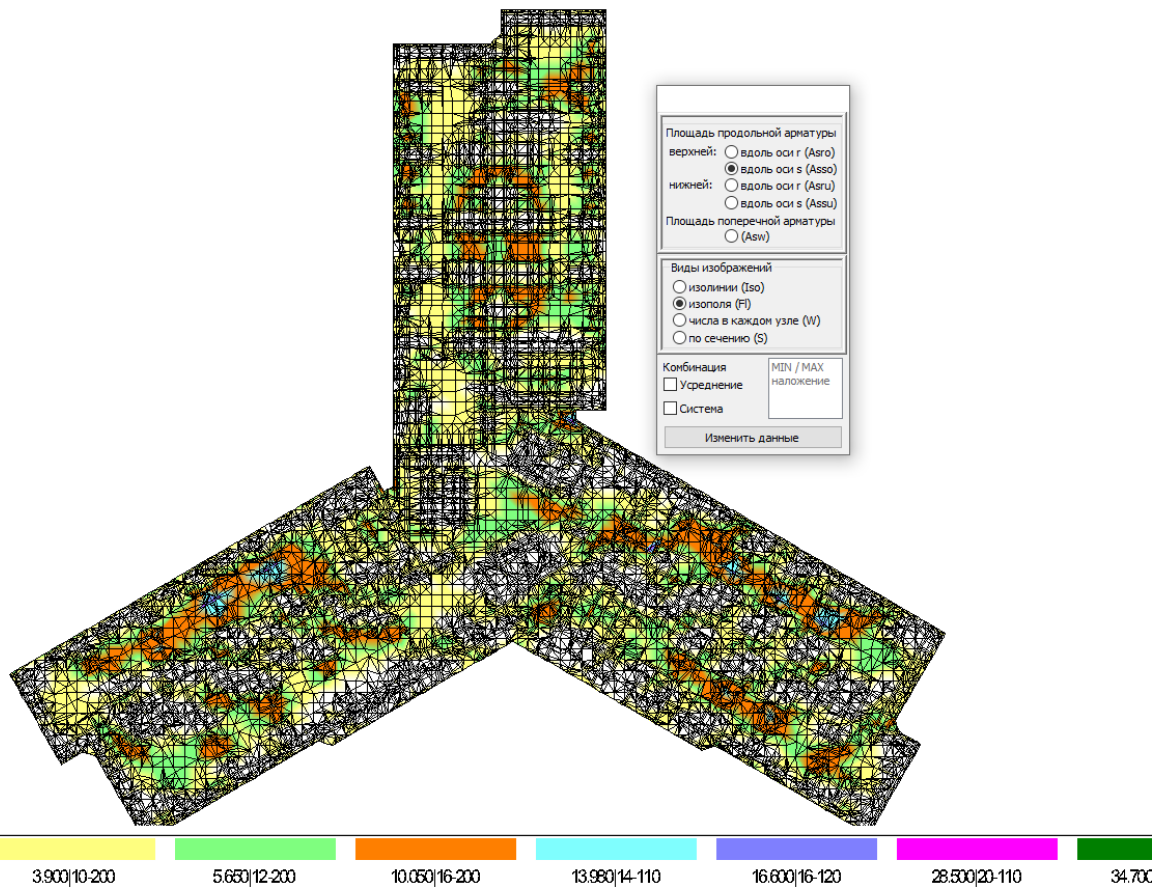


Рис. Результаты расчета

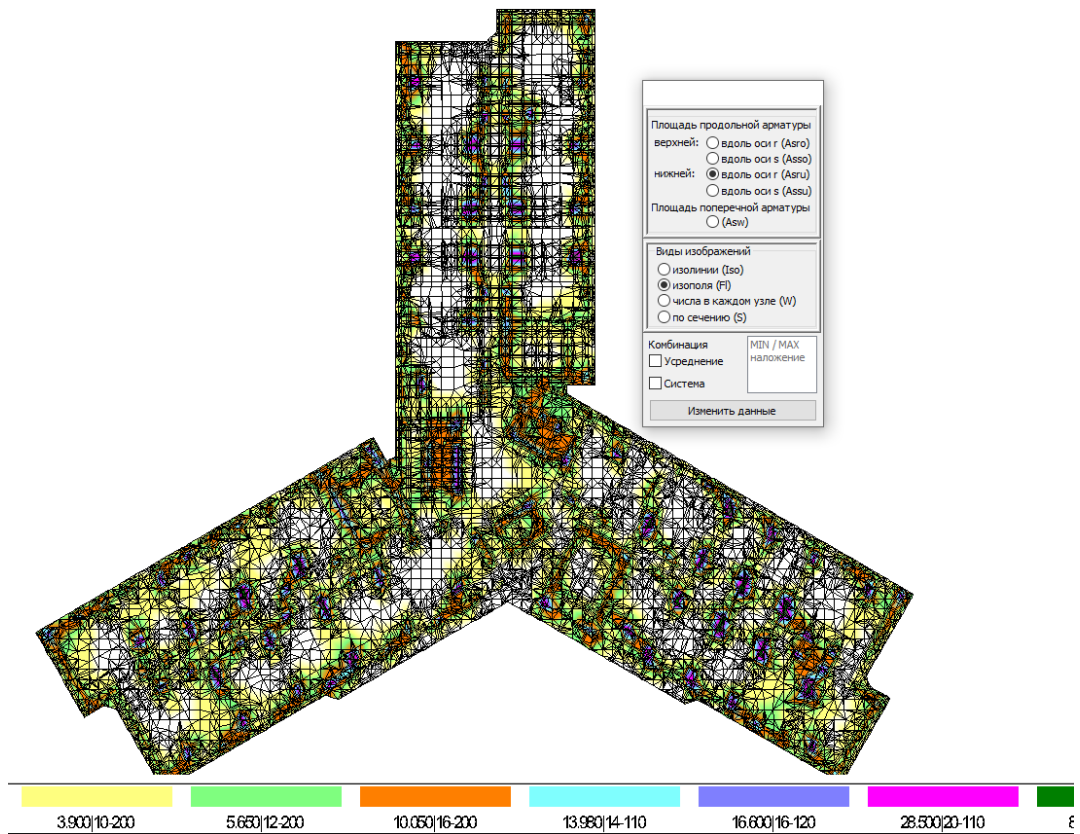
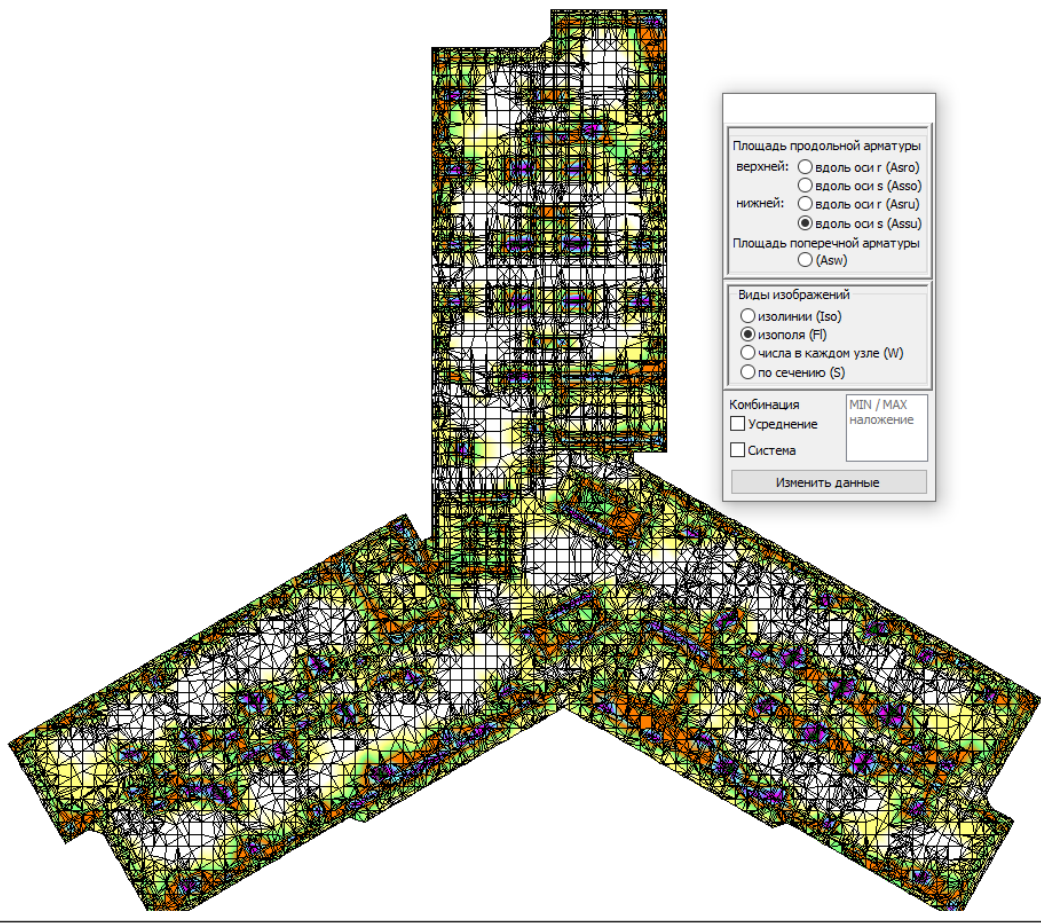


Рис. Результаты расчета



Площадь продольной арматуры
верхней: вдоль оси γ ($A_{s\gamma}$)
 вдоль оси s ($A_{s\sigma}$)
нижней: вдоль оси γ ($A_{s\gamma}$)
 вдоль оси s ($A_{s\sigma}$)

Площадь поперечной арматуры
 (A_{sw})

Виды изображений
 изолинии (I_{so})
 изополю (F_I)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация
 усреднение
 система

MIN / MAX
наложение

Изменить данные

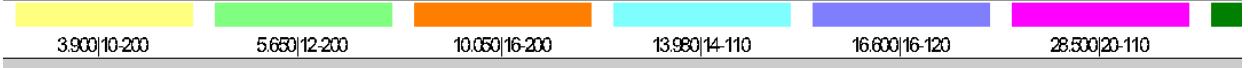


Рис. Результаты расчета

Расчет на продавливание фундаментной плиты

Расчет выполняется по СП63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП"

Исходные данные:

Толщина ФП =	700	(мм)	Сеч. Колонны			
защ. Слой =	60	(мм)	b=	1600	(мм)=	1.6 (м)
Rbt для В20=	0.692	МПа=	69231	(кг/м2)	h=	200 (мм)= 0.2 (м)
(с уч $\gamma_b=1.3$ и $\gamma_b=0.9$)			Mx (т*м)=	8	N=	560000 (кг) Qx= 3.8 (т)
Rb для В30	0.90	МПа=	Кол-во свай = 18 (шт)			
Rb для В30	90000	(кг/м2)	из них в пределах призмы 3 (шт)			
(с уч $\gamma_b=1.3$ и $\gamma_b=0.9$)			Допустимая нагр. На сваю 40000 (кг)			
Rs=	435	(МПа) А500С				
=	43478261	(кг/м2)				

При расчете на продавливание центрально-нагруженных ростверков колонной прямоугольного сечения формула (1) приобретает следующий вид:

$$F_{per} \leq \frac{2h_0 R_{bt}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (h_{col} + c_1) \right] \quad (4)$$

где F_{per} - расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, расположенных за пределами

нижнего основания пирамиды продавливания, определяемая из условия $F_{per} = N \frac{n_1}{n}$

При этом реакции свай подсчитываются только от продольной силы N , действующей в сечении колонны у верхней горизонтальной грани ростверка;

здесь n - число свай в ростверке;

n_1 - число свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания;

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона;

h_0 - рабочая высота сечения ростверка на проверяемом участке, равная расстоянию от рабочей арматуры плиты до низа колонны, условно расположенного на 5 см выше дна стакана;

u_i - полусумма оснований i -й боковой грани фигуры продавливания с числом граней m ;

c_i - расстояние от грани колонны до боковой грани свай, расположенной за пределами фигуры продавливания;

α - коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть через стенки стакана, определяемый по формуле

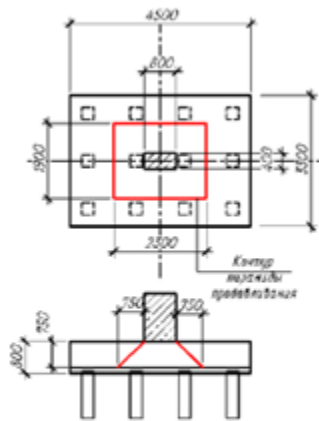
α — коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого 1,00

мелкозернистого 0,85

легкого 0,80

$\alpha =$ 1



размеры ростверка: 5 (м) 2.7 (м)

высота рабочей зоны $h_0 = 640$ (мм) = 0.64 (м)

Определим размеры нижнего основания пирамиды продавливания:

$$A = b + 2 \cdot h_0 = 2880 \text{ (мм)} = 2.88 \text{ (м)}$$

$$B = h + 2 \cdot h_0 = 1480 \text{ (мм)} = 1.48 \text{ (м)}$$

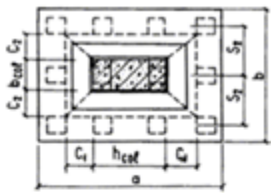
Определим периметры оснований пирамиды:

$$P_1 = (b + h) \cdot 2 = 3600 \text{ (мм)} = 3.6 \text{ (м)}$$

пирамида в месте приложения нагрузки

$$P_2 = (A + B) \cdot 2 = 8720 \text{ (мм)} = 8.72 \text{ (м)}$$

$$F_{пер} = N \frac{R_1}{R} = 466667 \text{ (кг)} = 466.7 \text{ (т)} - \text{расч. Продавл. Сила}$$



$$c_1 = (A - b_{col}) / 2 = 640 \text{ (мм)} = 0.64 \text{ (м)}$$

$$c_2 = (B - h_{col}) / 2 = 640 \text{ (мм)} = 0.64 \text{ (м)}$$

Таким образом:

$$F_b = \frac{2 \cdot h_0 \cdot R_{пр}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (h_{col} + c_1) \right] = 354816.0 \text{ (кг)} = 354.8 \text{ (т)}$$

ВЫВОД: 466.7 < прочность не обесп! 354.8

Требуется установка поперечного армирования

Исходные данные по поперечному армированию:

$A_{sw} =$	2.664	(см ²)	в зоне продавливания 3 стержня $\phi 12$ A500C
$R_{sw} =$	3000	(кг/см ²)	для поперечной арматуры A500C
$s_w =$	20	(см)	шаг поперечной арматуры

Значение $R_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимают не более $2R_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0.25R_{b,ult}$.

8.1.48 Расчет элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы (см. рисунок 8.13) производят из условия

$$F \leq F_{b,лит} + F_{sw,лит} \quad (8.90)$$

где $F_{b,лит}$ - предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой при продавливании;

$F_{sw,лит}$ - предельное усилие, воспринимаемое бетоном, определяемое согласно 8.1.47.

Усилие $F_{sw,лит}$, воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного поперечного сечения, определяют по формуле

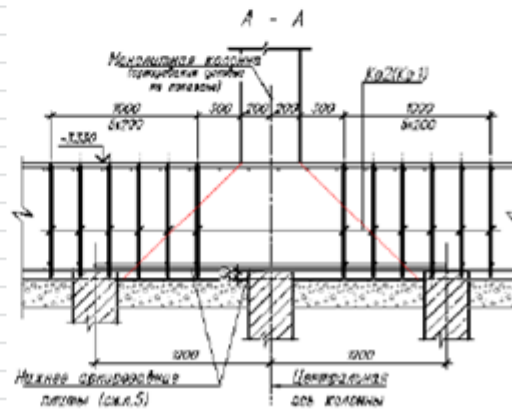
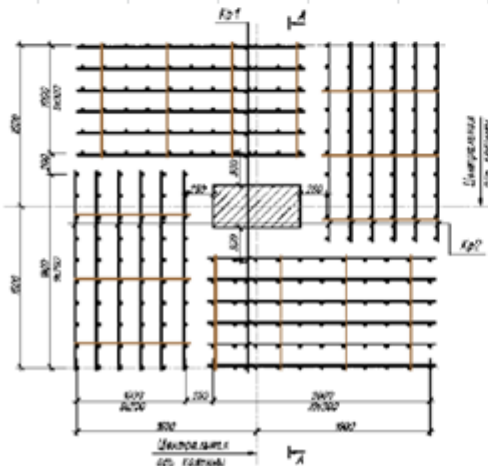
$$F_{sw,лит} = 0,8q_{sw} \cdot u \quad (8.91)$$

где q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения, расположенной в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного сечения

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} \quad (8.92)$$

A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения;

Предварительно, принимаем схему расстановки поперечно арматуры:



$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{u} = \frac{399.6}{0.400} = 999 \text{ (кг/см)} = 9.99 \text{ (т/см)}$$

$$u_{cp} = 616 \text{ (см)}$$

периметр призмы продавливания

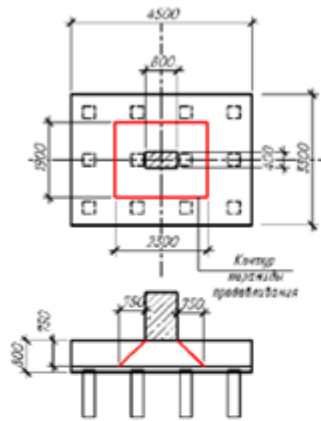
$$F_{sw} = 197 \text{ (т)}$$

$$F_b + F_{sw} = 551.7 \text{ (т)}$$

несущая способность плиты с учетом армирования

ВЫВОД: Усл. Выполн

Значение $F_{b,лит} + F_{sw,лит}$ принимают не более $2 F_{b,лит}$.



размеры ростверка:	5 (м)	2.7 (м)
высота рабочей зоны h0=	640 (мм)=	0.64 (м)

Определим размеры нижнего основания пирамиды продавливания:

$$A = b + 2 \cdot h_0 = 2280 \text{ (мм)} = 2.28 \text{ (м)}$$

$$B = h + 2 \cdot h_0 = 1530 \text{ (мм)} = 1.53 \text{ (м)}$$

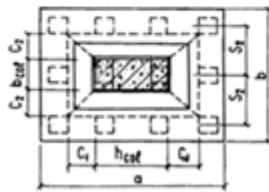
Определим периметры оснований пирамиды:

$$P1 = (b+h) \cdot 2 = 2500 \text{ (мм)} = 2.5 \text{ (м)}$$

пирамида в месте приложения нагрузки

$$P2 = (A+B) \cdot 2 = 7620 \text{ (мм)} = 7.62 \text{ (м)}$$

$$F_{пер} = N \frac{m_1}{m} = 215000 \text{ (кг)} = 215.0 \text{ (т)} - \text{расч. Продавл. Сила}$$



$$c1 = (A - b_{col}) / 2 = 640 \text{ (мм)} = 0.64 \text{ (м)}$$

$$c2 = (B - h_{col}) / 2 = 640 \text{ (мм)} = 0.64 \text{ (м)}$$

Таким образом:

$$F_b = \frac{2 \cdot h_0 \cdot R_{вт}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (h_{col} + c_1) \right] = 291456.0 \text{ (кг)} = 291.5 \text{ (т)}$$

Вывод: 215.0 > прочность обеспеч 291.5

Расчет на продавливание фундаментной плиты

Расчет выполняется по СП63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП"

Исходные данные:

Толщина ФП =	700	(мм)	Сеч. Колонны			
защ. Слой =	60	(мм)	b=	1000	(мм)=	1 (м)
Rbt для B20=	0.692	МПа=	69231	(кг/м2)	h=	200 (мм)= 0.2 (м)
(с уч $\gamma_b=1.3$ и $\gamma_b2=0.9$)			Mx (т*м)=	8	N=	330000 (кг) Qx= 3.8 (т)
Rb для B30	0.90	МПа=	Кол-во свай =		8	(шт)
Rb для B30	90000	(кг/м2)	из них в пределах призмы		4	(шт)
(с уч $\gamma_b=1.3$ и $\gamma_b2=0.9$)			Допустимая нагр. На сваю		40000	(кг)
Rs=	435	(МПа) A500C				
=	43478261	(кг/м2)				

При расчете на продавливание центрально-нагруженных ростверков колонной прямоугольного сечения формула (1) приобретает следующий вид:

$$F_{per} \leq \frac{2h_0 R_{bt}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (h_{col} + c_1) \right] \quad (4)$$

где F_{per} - расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, расположенных за пределами

нижнего основания пирамиды продавливания, определяемая из условия $F_{per} = N \frac{n_1}{n}$

При этом реакции свай подсчитываются только от продольной силы N , действующей в сечении колонны у верхней горизонтальной грани ростверка;

здесь n - число свай в ростверке;

n_1 - число свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания;

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона;

h_0 - рабочая высота сечения ростверка на проверяемом участке, равная расстоянию от рабочей арматуры плиты до низа колонны, условно расположенного на 5 см выше дна стакана;

u_i - полусумма оснований i -й боковой грани фигуры продавливания с числом граней m ;

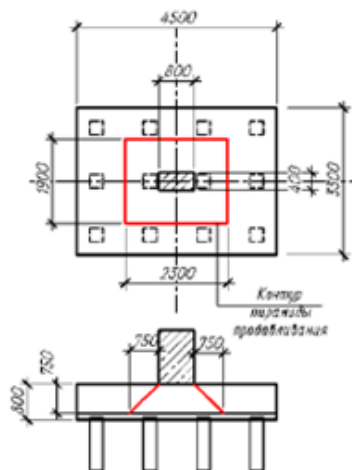
c_i - расстояние от грани колонны до боковой грани свай, расположенной за пределами фигуры продавливания;

α - коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть через стенки стакана, определяемый по формуле

α — коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого	1,00
мелкозернистого	0,85
легкого	0,80

$\alpha = 1$



размеры ростверки 5 (м) 2.7 (и)

высота рабочей зоны $h_0 = 640$ (мм) = 0.64 (м)

Определим размеры нижнего основания пирамиды продавливания:

$$A = b + 2 \cdot h_0 = 2280 \text{ (мм)} = 2.28 \text{ (м)}$$

$$B = h + 2 \cdot h_0 = 1480 \text{ (мм)} = 1.48 \text{ (м)}$$

Определим периметры оснований пирамиды:

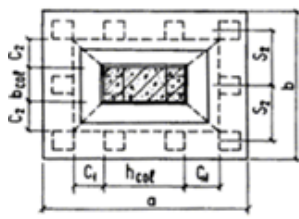
$$P_1 = (b + h) \cdot 2 = 2400 \text{ (мм)} = 2.4 \text{ (м)}$$

пирамида в месте приложения нагрузки

$$P_2 = (A + B) \cdot 2 = 7520 \text{ (мм)} = 7.52 \text{ (м)}$$

$$F_{пер} = N \frac{n_1}{n}$$

$$= 165000 \text{ (кг)} = 165.0 \text{ (т)} - \text{расч. Продавл. Сила}$$



$$c_1 = (A - b_{col}) / 2 = 640 \text{ (мм)} = 0.64 \text{ (м)}$$

$$c_2 = (B - h_{col}) / 2 = 640 \text{ (мм)} = 0.64 \text{ (м)}$$

Таким образом:

$$F_b = \frac{2h_0 R_{bt}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (h_{col} + c_1) \right] = 285696.0 \text{ (кг)} = 285.7 \text{ (т)}$$

ВЫВОД: 165.0 > прочность обеспеч 285.7

Расчет на продавливание фундаментной плиты

Расчет выполняется по СП63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП"

Исходные данные:

Толщина ФП =	700	(мм)	Сеч. Колонны			
защ. Слой =	60	(мм)	b=	1000	(мм)=	1 (м)
Rbt для В20=	0.692	МПа=	69231	(кг/м2)	h=	250 (мм)= 0.25 (м)
(с уч $\gamma_b=1.3$ и $\gamma_b2=0.9$)			Mx (т*м)= 8		N=	430000 (кг) Qx= 3.8 (т)
Rb для В30	0.90	МПа=	Кол-во свай =		8	(шт)
Rb для В30	90000	(кг/м2)	из них в пределах призмы		4	(шт)
(с уч $\gamma_b=1.3$ и $\gamma_b2=0.9$)			Допустимая нагр. На сваю		40000	(кг)
Rs=	435	(МПа) А500С				
=	43478261	(кг/м2)				

При расчете на продавливание центрально-нагруженных ростверков колонной прямоугольного сечения формула (1) приобретает следующий вид:

$$F_{пр} \leq \frac{2h_0 R_M}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (h_{col} + c_1) \right] \quad (4)$$

где $F_{пр}$ - расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, расположенных за пределами

нижнего основания пирамиды продавливания, определяемая из условия $F_{пр} = \frac{N n_1}{n}$

При этом реакции свай подсчитываются только от продольной силы N , действующей в сечении колонны у верхней горизонтальной грани ростверка;

здесь n - число свай в ростверке;

n_1 - число свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания;

R_M - расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона;

h_0 - рабочая высота сечения ростверка на проверяемом участке, равная расстоянию от рабочей арматуры плиты до низа колонны, условно расположенного на 5 см выше дна стакана;

n_i - полусумма оснований i -й боковой грани фигуры продавливания с числом граней m ;

c_i - расстояние от грани колонны до боковой грани свай, расположенной за пределами фигуры продавливания;

α - коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть через стенки стакана, определяемый по формуле

α — коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого 1,00
 мелкозернистого 0,85
 легкого 0,80

$\alpha = 1$

8.3. Расчет армирования стен подвала

Задание данных по армированию по СП 63.13330.2018

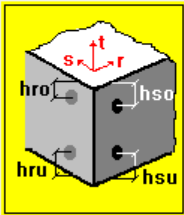
Бетон	Защитный слой арматуры	Расчёт усилий
Вид: тяжелый		<input checked="" type="radio"/> по РСУ <input type="radio"/> по комбинациям Свойства комбинаций
Класс: B25	hso: 6 см	Системы координат
Gb: 0.78	hsu: 6 см	<input checked="" type="radio"/> элементные МСК <input type="radio"/> МСК для проектирования
Mkfb: 1.20	hro: 6 см	Дополнительный угол поворота вокруг оси t
Влажность: выше 75%	hru: 6 см	0 в градусах
Арматура		
Продольная: A500		
Поперечная: A240		
Gs: 1.00		
Mkfs: 1.20		
Расчётная длина Ls: 4.80 м	<input type="checkbox"/> учёт случайного эксцентриситета	
Расчётная длина Lr: 4.80 м	<input type="checkbox"/> учёт продольного изгиба	
<input type="radio"/> статически неопределимая конструкция	<input checked="" type="checkbox"/> учёт трещиностойкости	Параметры
<input checked="" type="radio"/> статически определимая конструкция		
Имя группы: Проект	Выбрать ...	
Комментарий: Весь видимый фрагмент		
OK	Отменить	Помощь

Рис. Задание данных для расчета

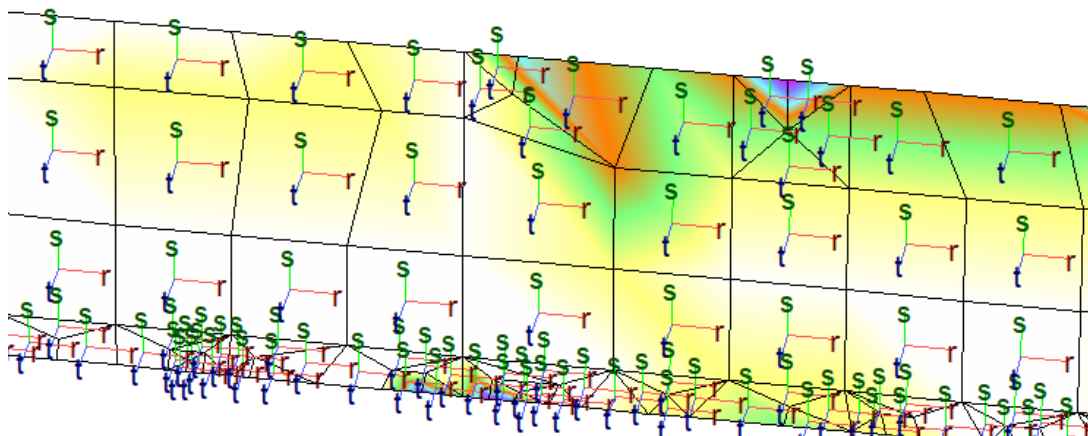


Рис. Ориентация локальных осей

араметры для расчета на трещиностойкость

Диаметры стержней арматуры (мм)

Верхняя по оси g: 10

Нижняя по оси g: 10

Верхняя по оси s: 10

Нижняя по оси s: 10

Поперечная: 8

Данные для учета раскрытия трещин

Ограничение ширины раскрытия трещин:

из условия сохранности арматуры

из условия ограничения проницаемости конструкций

произвольные a_{cr}, a_{st}

непродолжительное раскрытие: 0.250 мм

продолжительное раскрытие: 0.200 мм

OK Отменить Помощь

Рис. Параметры трещиностойкости

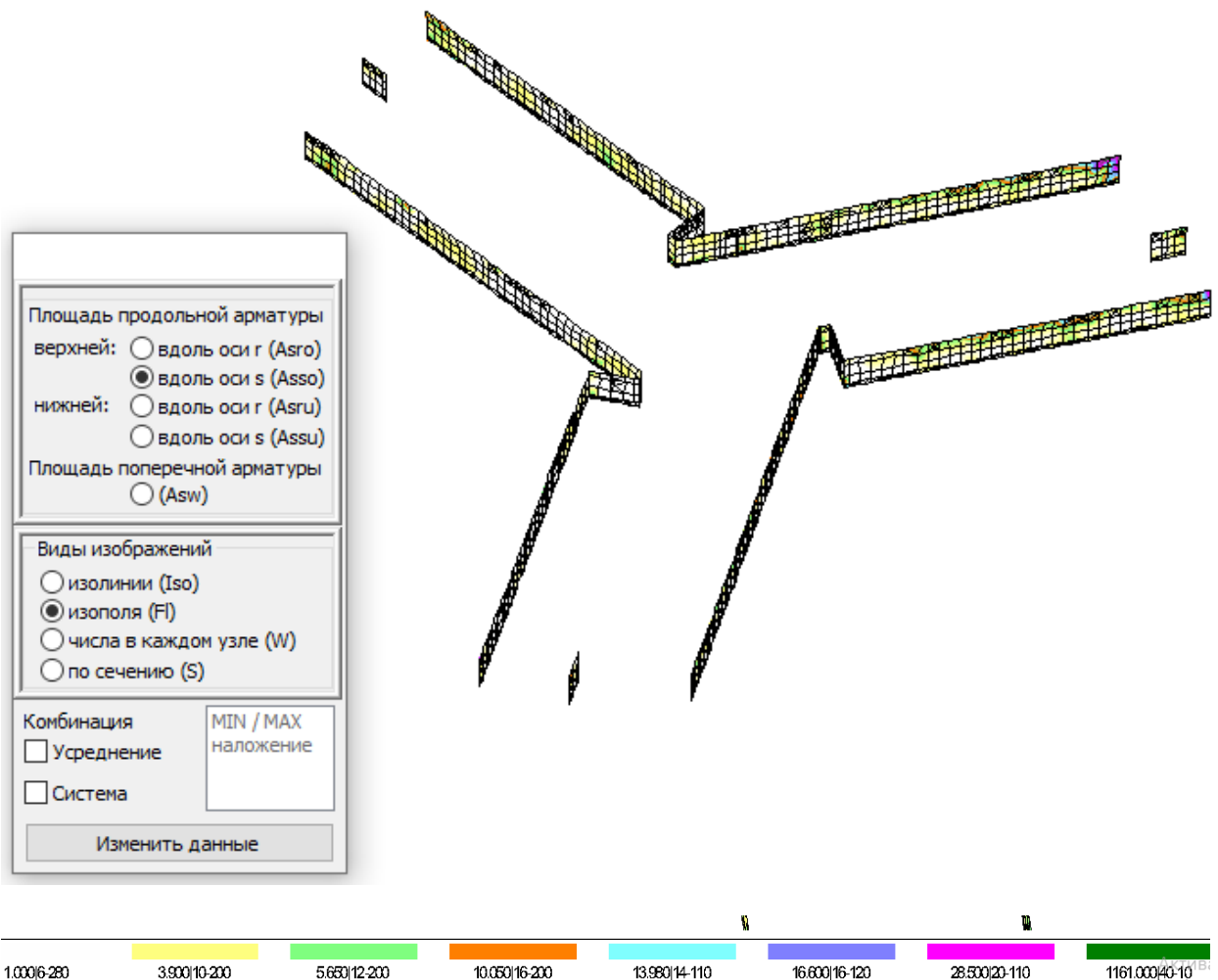


Рис. Результаты расчета

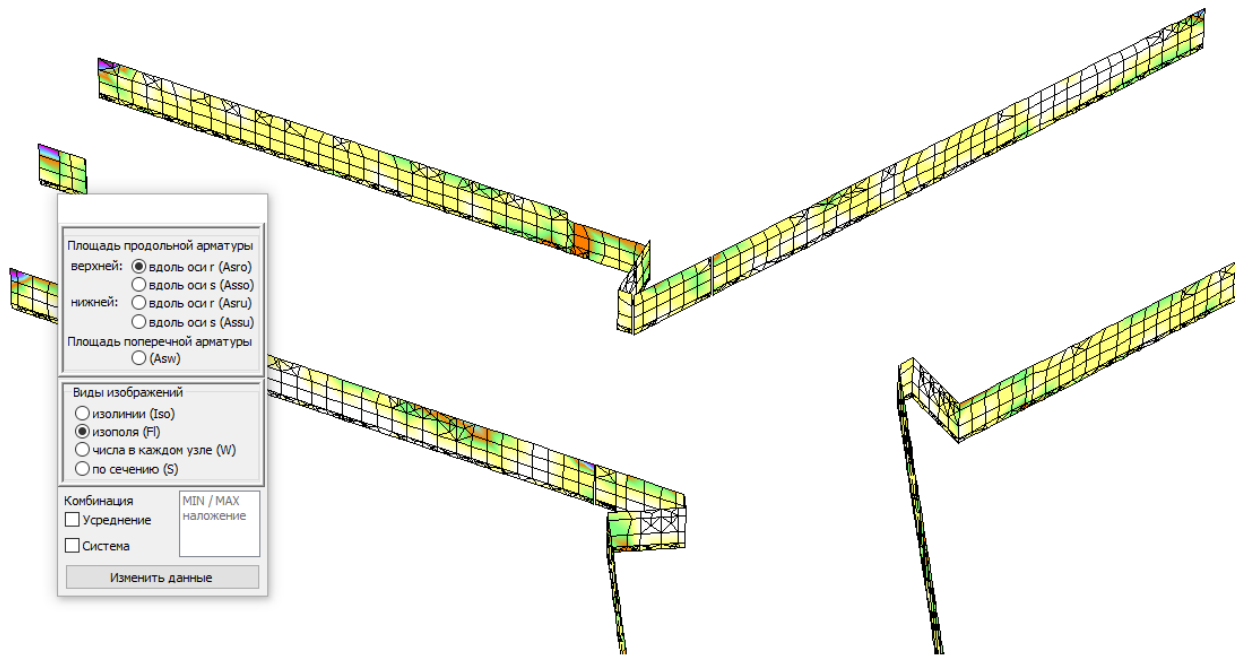


Рис. Результаты расчета



Трещиностойкость ж/б элементов

Описание комбинаций
 Проводить расчет по РСЧ
 Проводить расчет по комбинациям

Свойства комбинаций

OK
Отменить
Помощь
Материал

Asso (верхняя по оси s) Площадь (см ² /м): 15.39 hso (см): 5 Диаметр стержней (мм): 14	Asrg (верхняя по оси r) Площадь (см ² /м): 3.93 hrg (см): 5 Диаметр стержней (мм): 14
Assu (нижняя по оси s) Площадь (см ² /м): 15.39 hsu (см): 5 Диаметр стержней (мм): 10	Asru (нижняя по оси r) Площадь (см ² /м): 3.93 hru (см): 5 Диаметр стержней (мм): 10
Asw (поперечная арматура) Площадь (см ² /м ²): 0 Диаметр стержней (мм): 0.0	Системы координат <input checked="" type="radio"/> элементные МСК <input type="radio"/> МСК для проектирования Дополнительный угол поворота вокруг оси t (градусы): 0

Рис. Данные для расчета по трещиностойкости

15.39 – 14ф100, назначена с учетом выпусков в месте примыкания к фп, и пэ-шек вместе сопряжения с плитой перекрытия подвала

Трещины

нормальные поперёк оси g
 нормальные поперёк оси s
 наклонные

Ширина раскрытия трещин:

непродолжительного
 продолжительного

Разность между предельным и расчетным значением ширины раскрытия трещин:

непродолжительного
 продолжительного

Виды изображений

изолинии (Iso)
 изополя (F)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация Система

Изменить данные

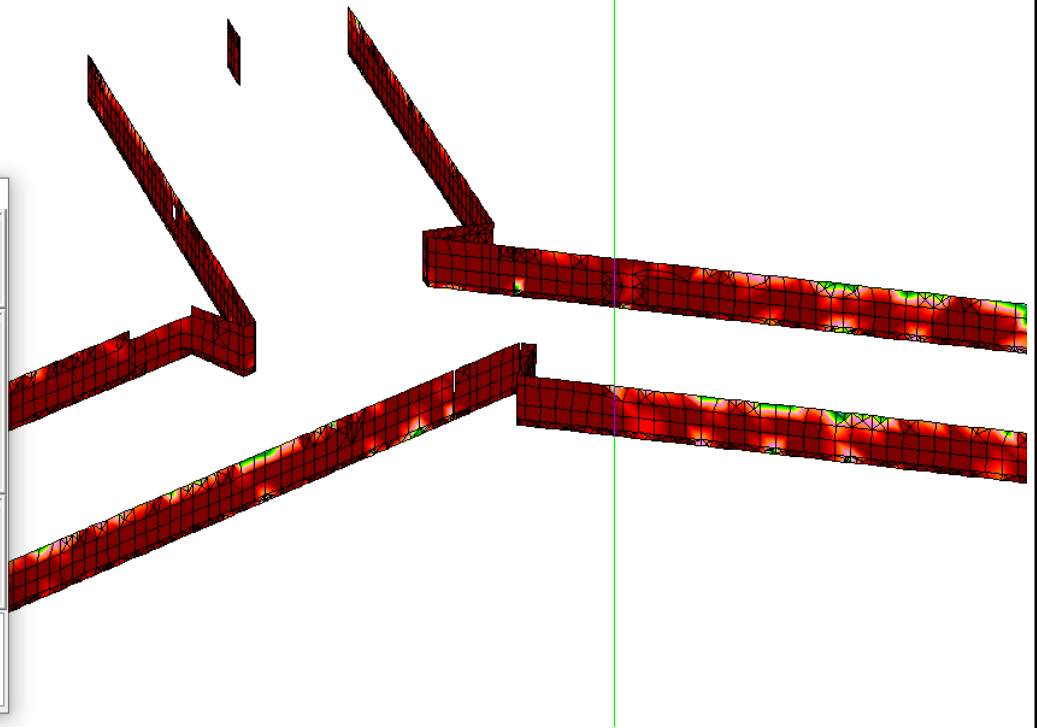


Рис. Результаты расчета

Трещины

нормальные поперёк оси g
 нормальные поперёк оси s
 наклонные

Ширина раскрытия трещин:

непродолжительного
 продолжительного

Разность между предельным и расчетным значением ширины раскрытия трещин:

непродолжительного
 продолжительного

Виды изображений

изолинии (Iso)
 изополя (F)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация Система

Изменить данные

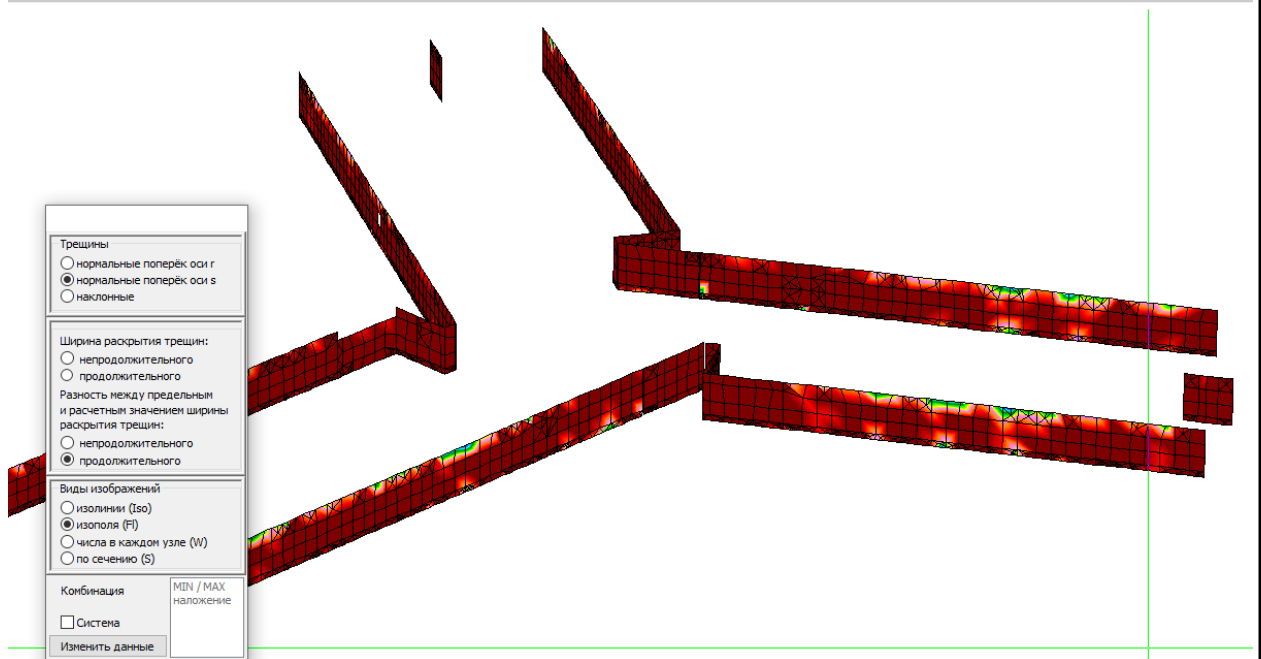


Рис. Результаты расчета

8.4. Расчет армирования лестничных клеток

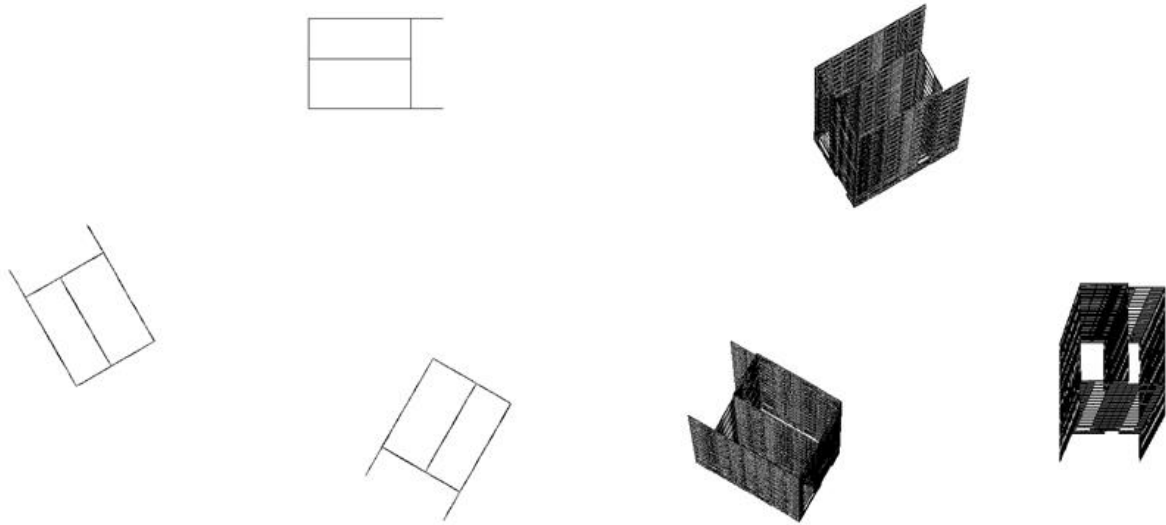


Рис. Лестничные клетки. Общий вид

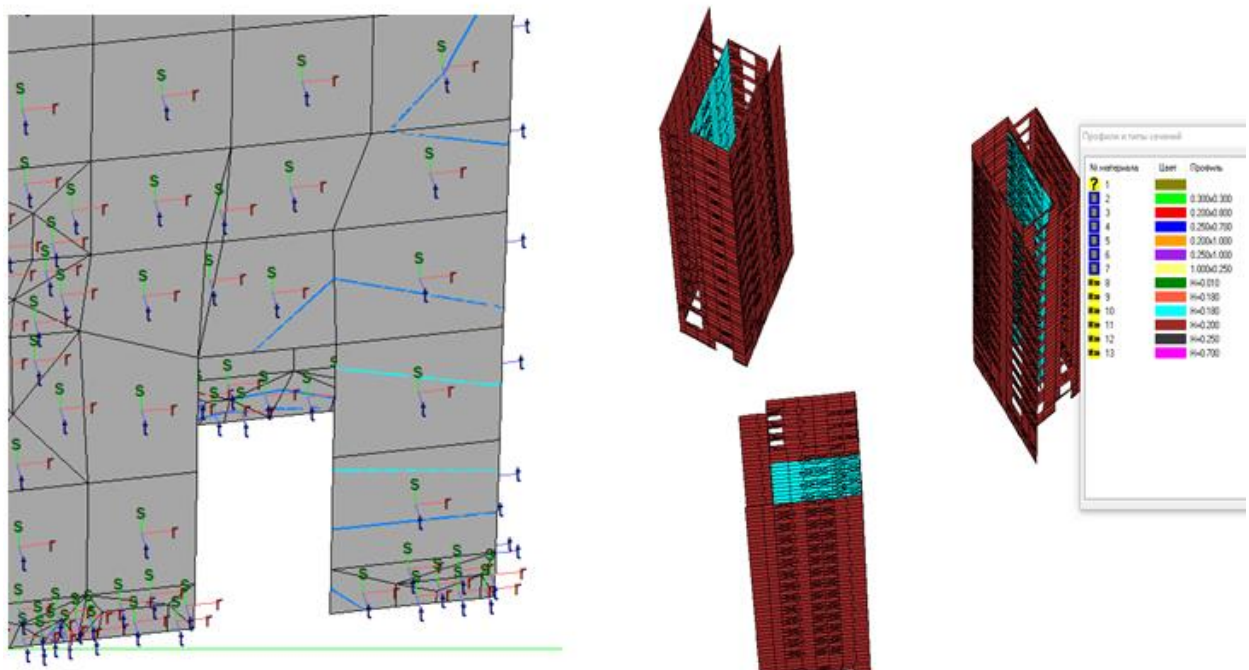


Рис. Ориентация осей. Принятые материалы

Задание данных по армированию по СП 63.13330.2018



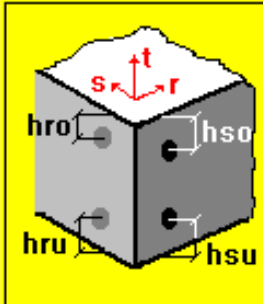
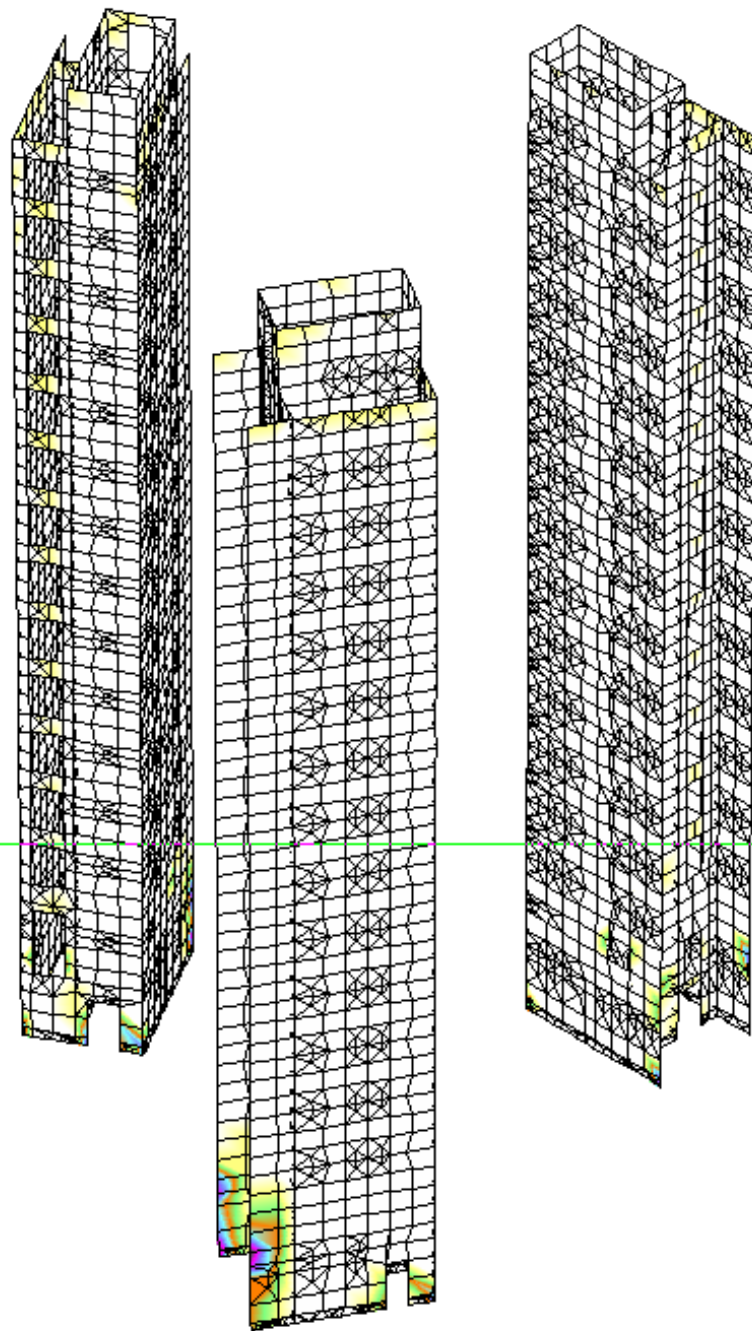
Бетон	Защитный слой арматуры	Расчёт усилий
Вид: тяжелый		<input checked="" type="radio"/> по РСУ
Класс: В25		<input type="radio"/> по комбинациям
Gb: 0.78		Свойства комбинаций
Mkfb: 1.20		
Влажность: 40-75%	hso: 3.5 см	Системы координат
Арматура	hsu: 3.5 см	<input checked="" type="radio"/> элементные МСК
Продольная: А500	hro: 3.5 см	<input type="radio"/> МСК для проектирования
Поперечная: А240	hru: 3.5 см	Дополнительный угол поворота вокруг оси t
Gs: 1.00		0 в градусах
Mkrs: 1.20		

Рис. Задание данных для расчета армирования



Площадь продольной арматуры
 верхней: вдоль оси г (Asro)
 вдоль оси s (Asso)
 нижней: вдоль оси г (Asru)
 вдоль оси s (Assu)
 Площадь поперечной арматуры
 (Asw)

Виды изображений
 изолинии (Iso)
 изополя (F)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

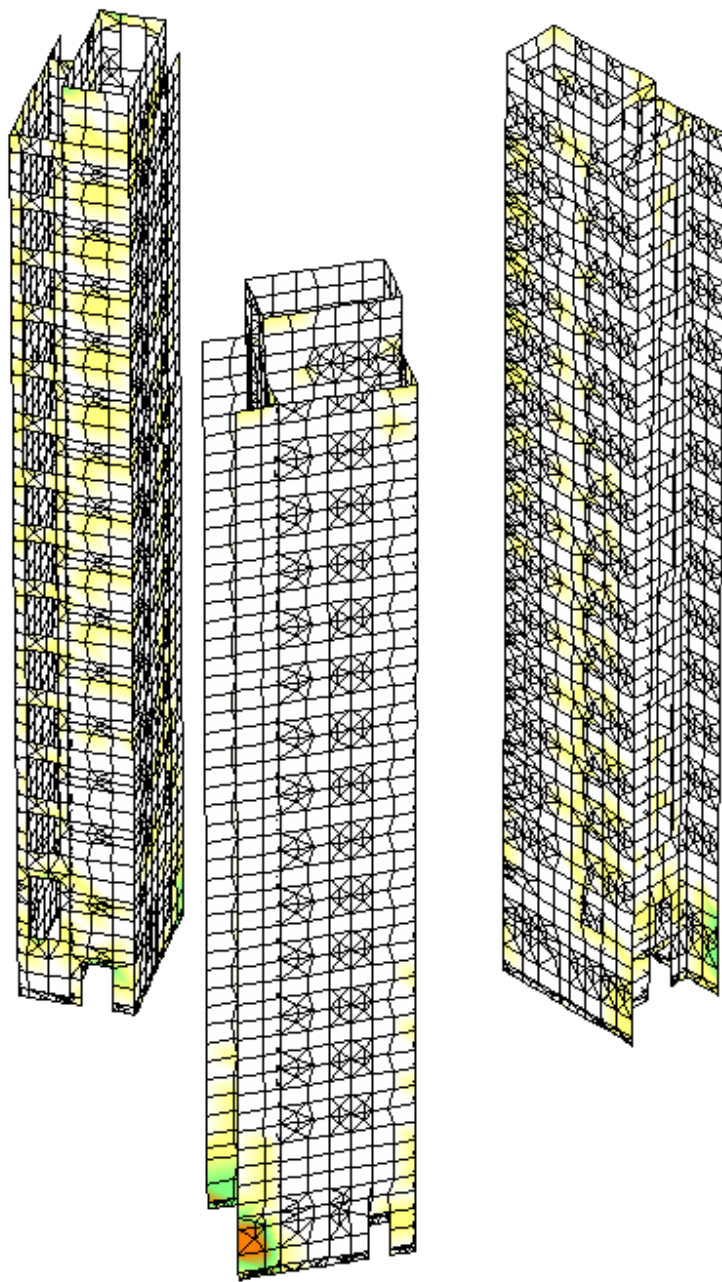
Комбинация
 Усреднение
 Система

MIN / MAX
 наложение

Изменить данные



Рис. Результаты расчета



Площадь продольной арматуры

верхней: вдоль оси г (As_g)
 вдоль оси s (As_s)

нижней: вдоль оси г (As_g)
 вдоль оси s (As_s)

Площадь поперечной арматуры
 (As_w)

Виды изображений

изолинии (Iso)
 изополя (FI)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация

Усреднение

Система

MIN / MAX
наложение

Изменить данные

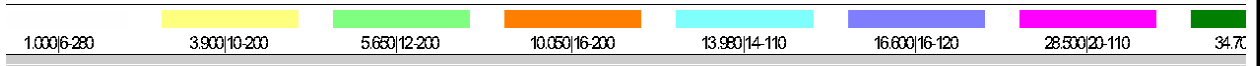
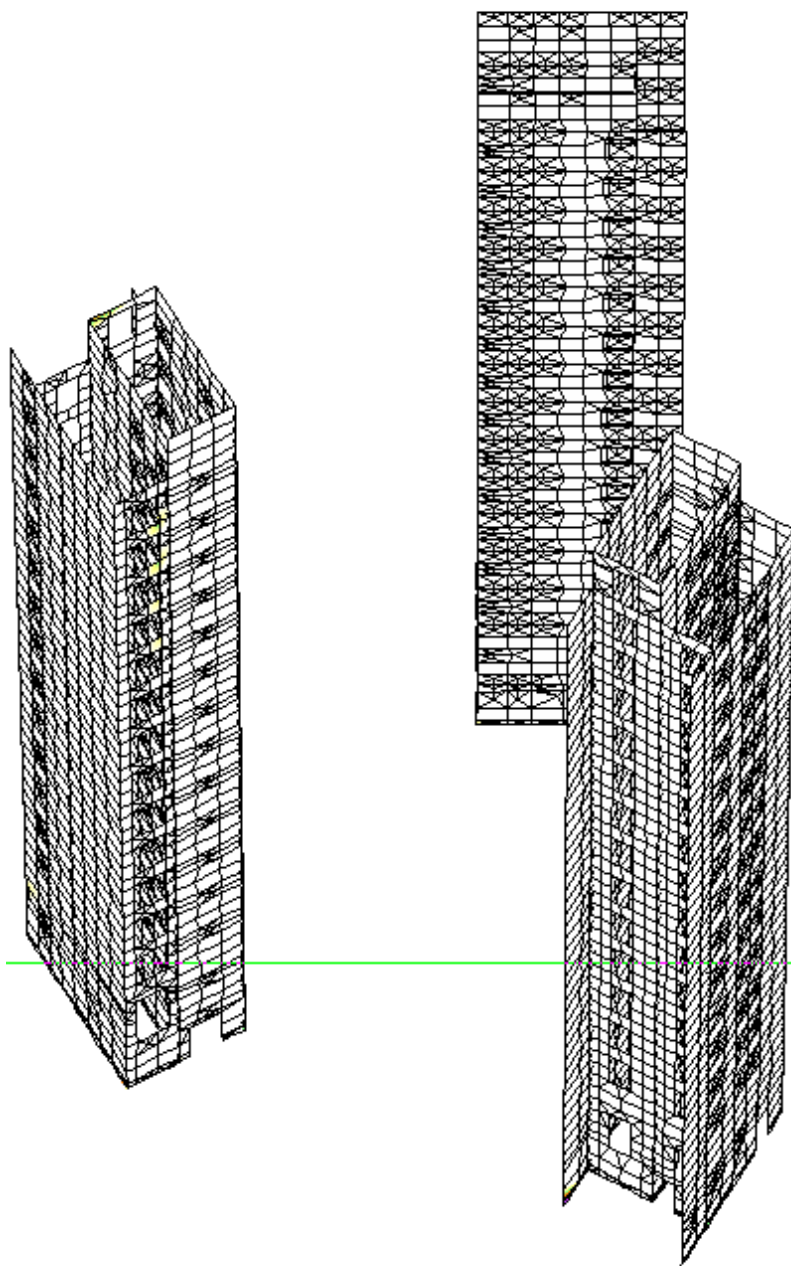


Рис. Результаты расчета



Площадь продольной арматуры
верхней: вдоль оси г (Asro)
 вдоль оси s (Asso)
нижней: вдоль оси г (Asru)
 вдоль оси s (Assu)
Площадь поперечной арматуры
 (Asw)

Виды изображений
 изолинии (Iso)
 изополя (Fl)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация
 Усреднение
 Система

MIN / MAX
наложение

Изменить данные

Рис. Результаты расчета

8.5. Расчет армирования торцевых диафрагм

Задание данных по армированию по СП 63.13330.2018



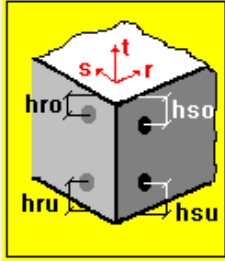
Бетон Вид: тяжелый Класс: В25 Gb: 0.78 Mkrb: 1.20	Защитный слой арматуры  hso: 3.5 см hsu: 3.5 см hro: 3.5 см hru: 3.5 см	Расчёт усилий <input checked="" type="radio"/> по РСЧ <input type="radio"/> по комбинациям Свойства комбинаций
Влажность: 40-75% Арматура Продольная: А500 Поперечная: А240 Gs: 1.00 Mkrs: 1.20		Системы координат <input checked="" type="radio"/> элементные МСК <input type="radio"/> МСК для проектирования Дополнительный угол поворота вокруг оси t: 0 в градусах
Расчётная длина Ls: 5.00 м Расчётная длина Lr: 5.00 м	<input checked="" type="checkbox"/> учёт случайного эксцентриситета <input checked="" type="checkbox"/> учёт продольного изгиба <input type="checkbox"/> учёт трещиностойкости	Параметры
<input type="radio"/> статически неопределимая конструкция <input checked="" type="radio"/> статически определимая конструкция	Имя группы: Проект Выбрать ...	
Комментарий: Весь видимый фрагмент		
OK	Отменить	Помощь

Рис. Данные для расчета

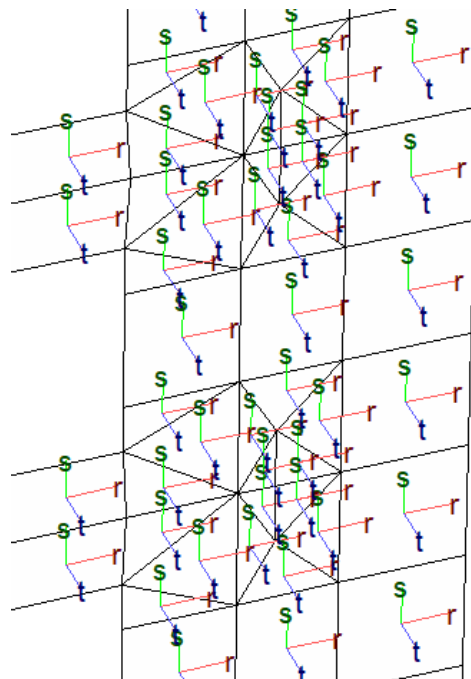


Рис. Направление локальных осей

Площадь продольной арматуры

верхней: вдоль оси g ($Asro$)
 вдоль оси s ($Asso$)

нижней: вдоль оси g ($Asru$)
 вдоль оси s ($Assu$)

Площадь поперечной арматуры
 (Asw)

Виды изображений

изолинии (Iso)
 изополя (Fl)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация

Усреднение

Система

Изменить данные

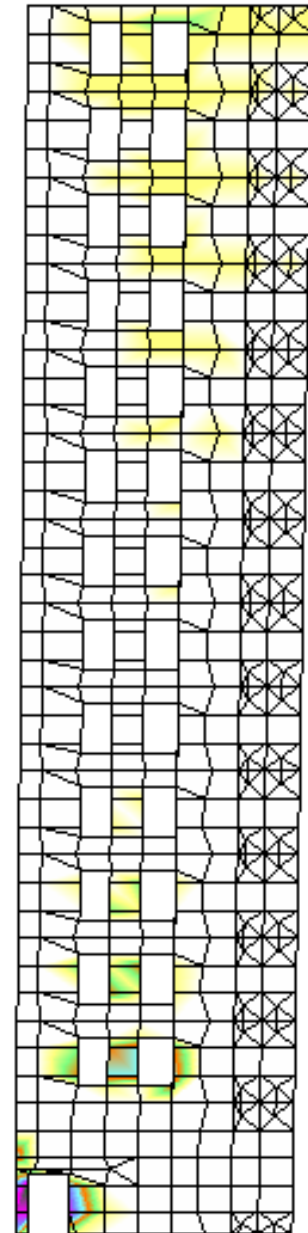
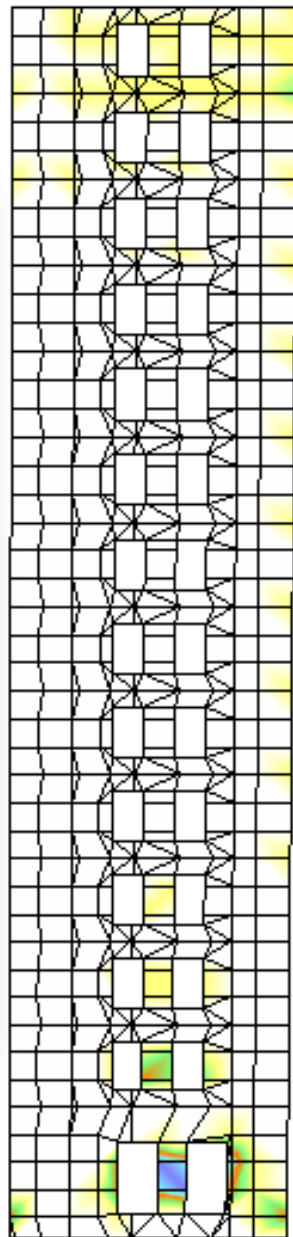
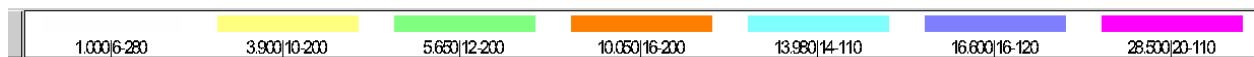


Рис. 1 крыло. Результаты расчета



Площадь продольной арматуры
 верхней: вдоль оси r (Asro)
 вдоль оси s (Asso)
 нижней: вдоль оси r (Asru)
 вдоль оси s (Assu)
 Площадь поперечной арматуры
 (Asw)

Виды изображений
 изолинии (Iso)
 изополя (FI)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация
 Усреднение
 Система

MIN / MAX
 наложение

Изменить данные

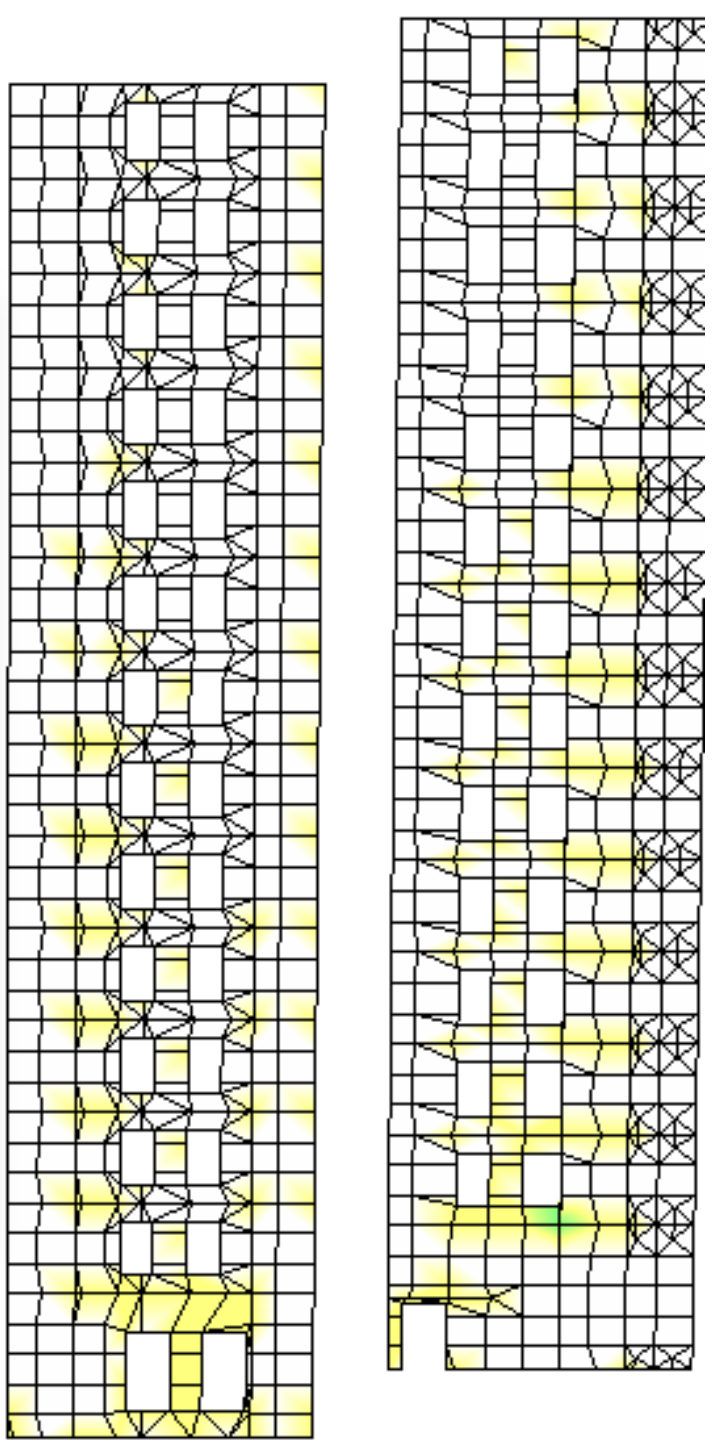
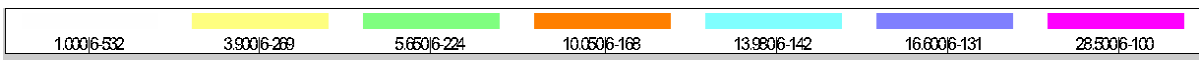


Рис. 1 крыло. Результаты расчета



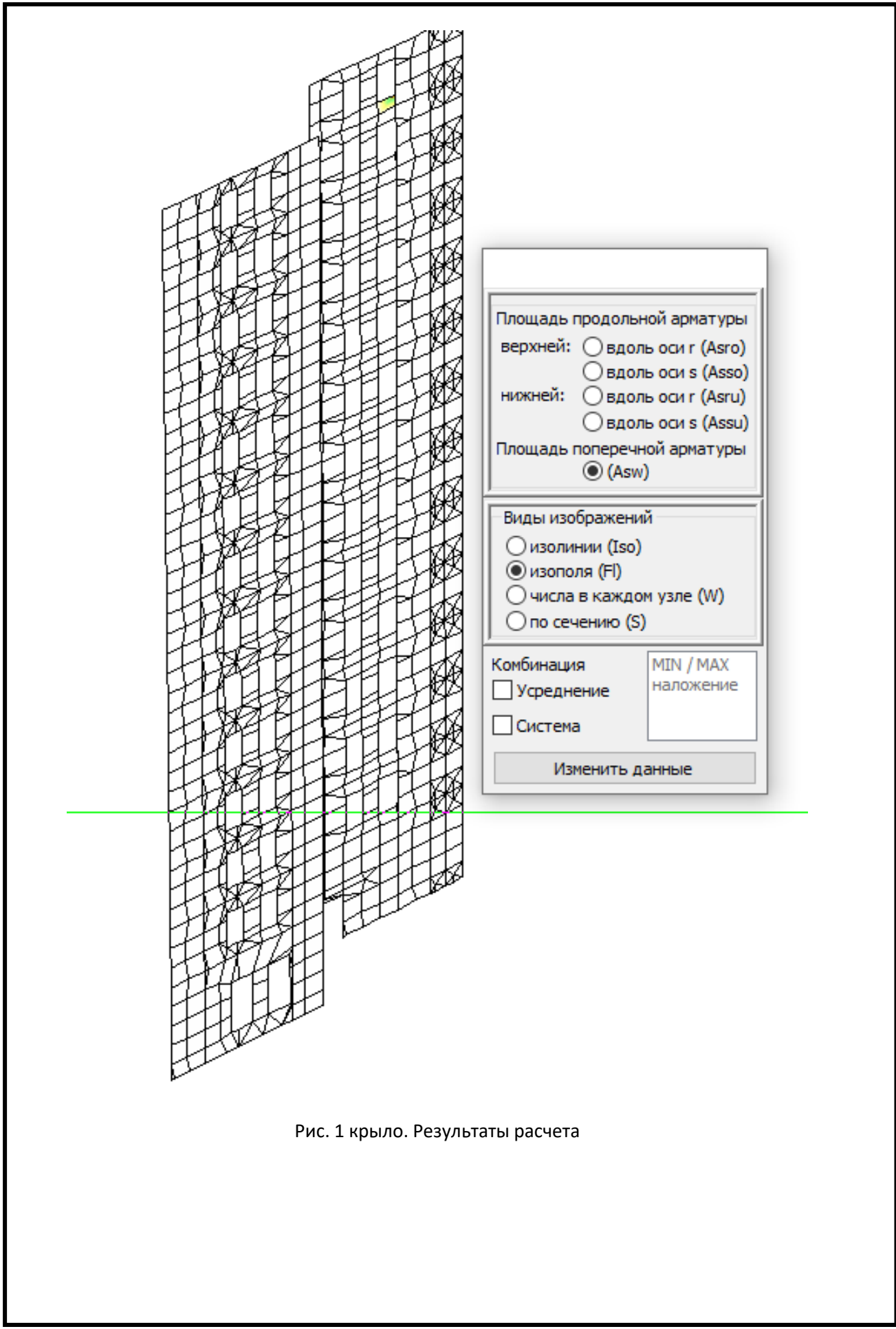


Рис. 1 крыло. Результаты расчета

Площадь продольной арматуры

верхней: вдоль оси g (A_{sro})
 вдоль оси s (A_{sso})

нижней: вдоль оси g (A_{sru})
 вдоль оси s (A_{ssu})

Площадь поперечной арматуры
 (A_{sw})

Виды изображений

изолинии (Iso)
 изополя (Fl)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация Усреднение Система

MIN / MAX
наложение

Изменить данные

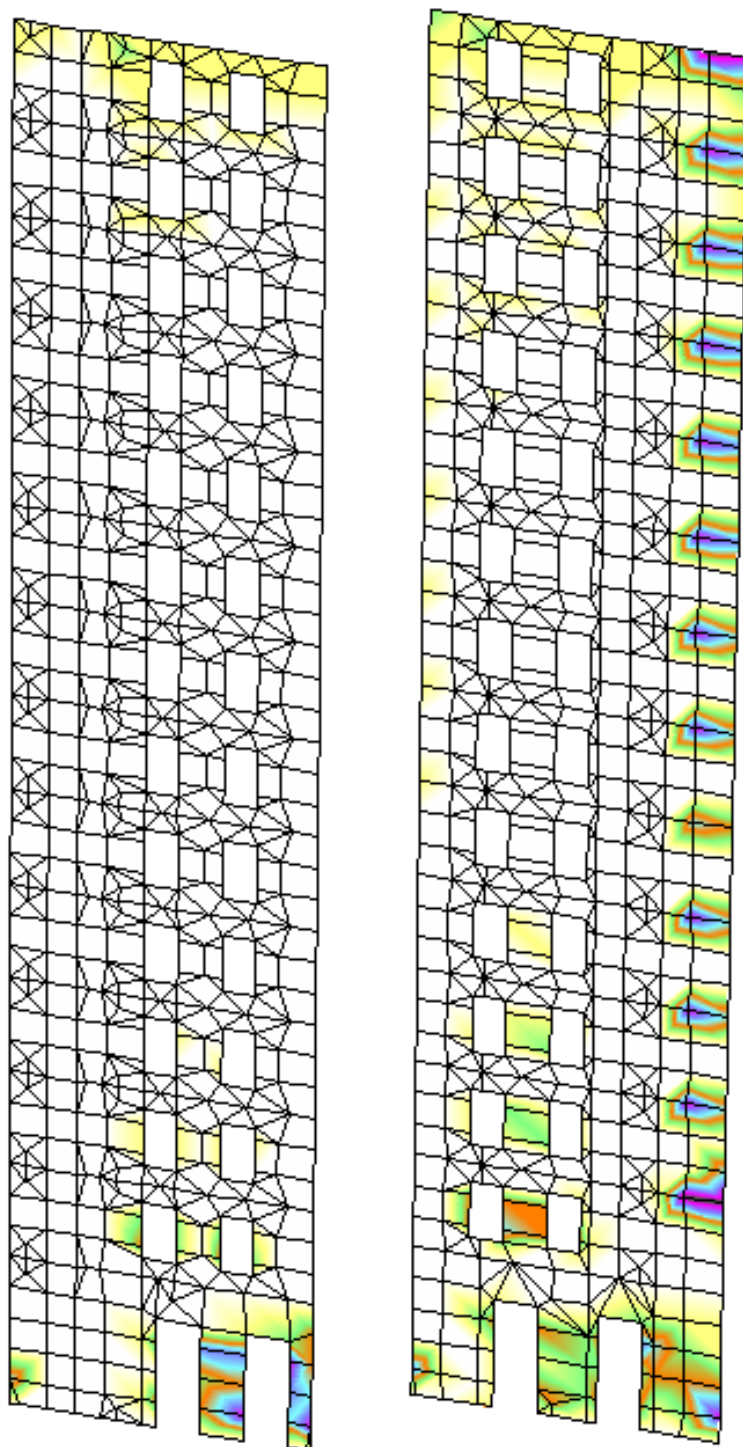


Рис. 2 крыло. Результаты расчета

Площадь продольной арматуры
 верхней: вдоль оси r (Asro)
 вдоль оси s (Asso)
 нижней: вдоль оси r (Asru)
 вдоль оси s (Assu)
 Площадь поперечной арматуры
 (Asw)

Виды изображений
 изолинии (Iso)
 изополя (Fl)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация
 Усреднение
 Система

MIN / MAX
 наложение

Изменить данные

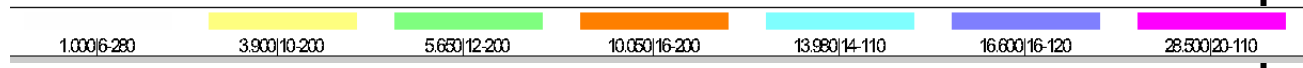
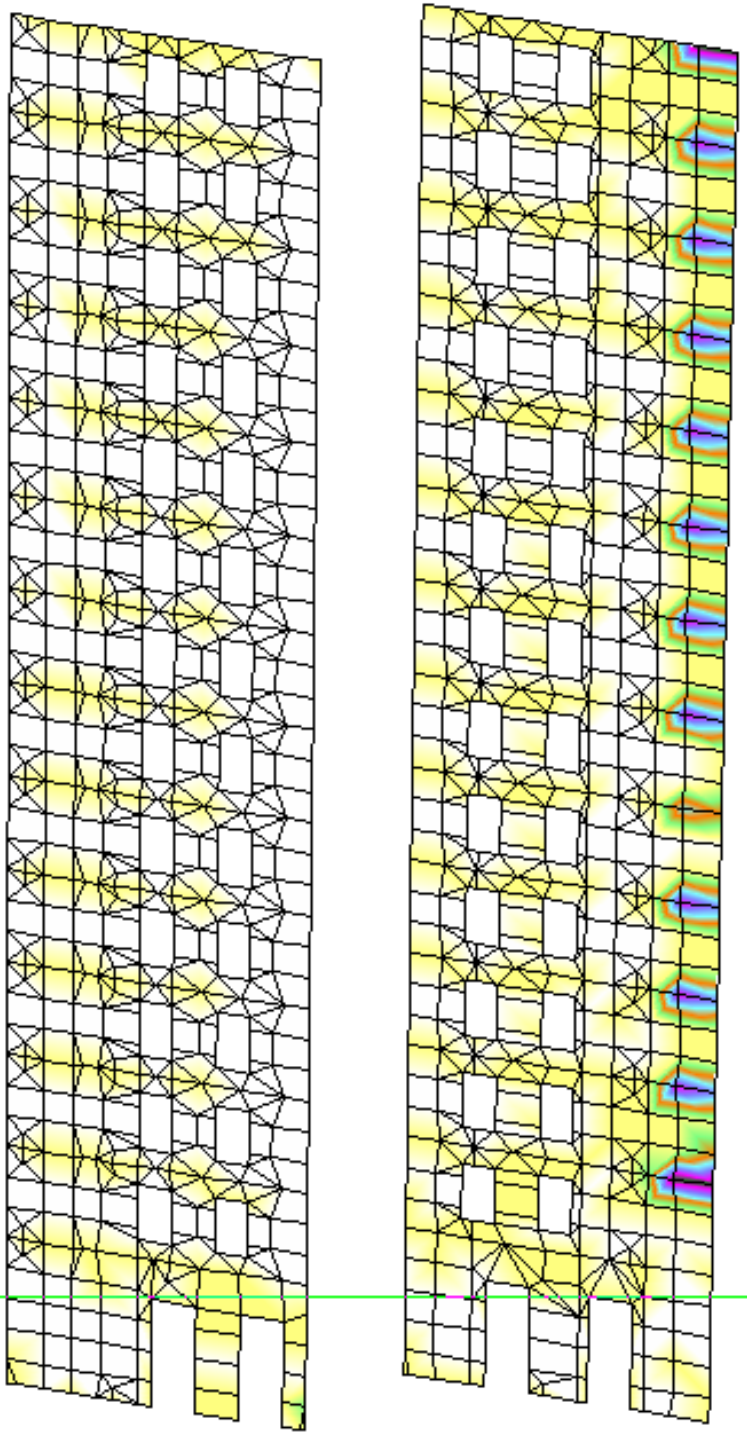


Рис. 2 крыло. Результаты расчета

Площадь продольной арматуры
 верхней: вдоль оси r (As_{ro})
 вдоль оси s (As_{so})
 нижней: вдоль оси r (As_{ru})
 вдоль оси s (As_{su})
 Площадь поперечной арматуры
 (As_w)

Виды изображений
 изолинии (Iso)
 изополя (FI)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

комбинация
 Усреднение
 Система

MIN / MAX
 наложение

Изменить данные

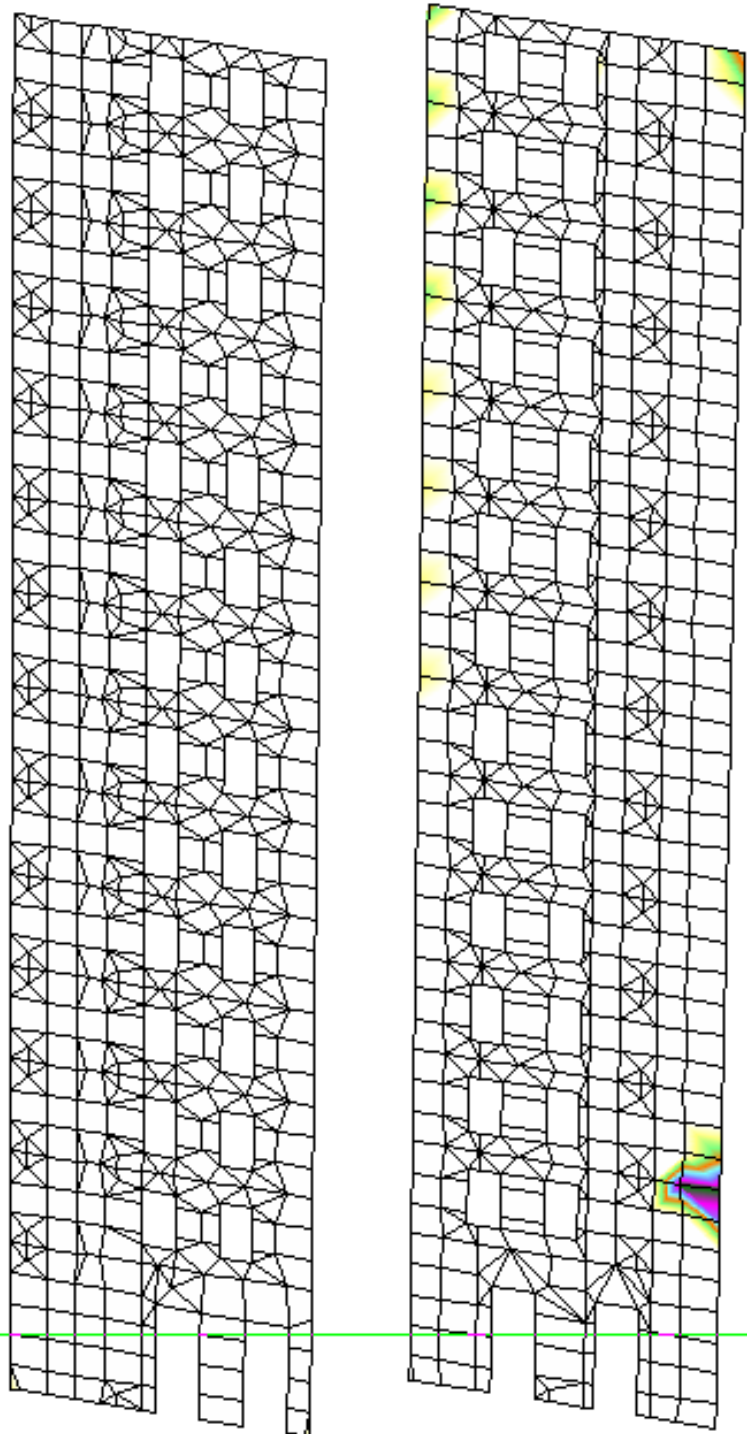


Рис. 2 крыло. Результаты расчета

Площадь продольной арматуры

верхней: вдоль оси r (A_{sro})
 вдоль оси s (A_{sso})

нижней: вдоль оси r (A_{sru})
 вдоль оси s (A_{ssu})

Площадь поперечной арматуры
 (A_{sw})

Виды изображений

изолинии (Iso)
 изополя (FI)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация

Усреднение

Система

MIN / MAX
наложение

Изменить данные

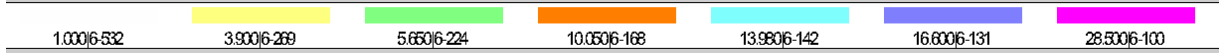
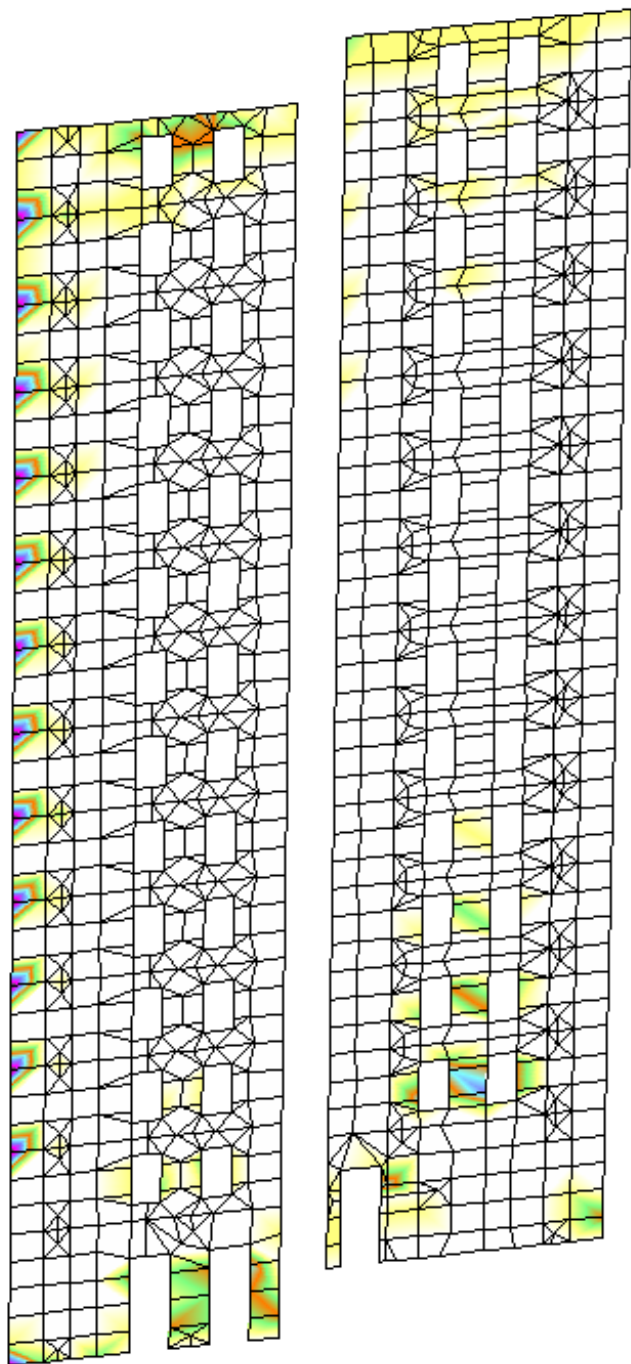


Рис. 3 крыло. Результаты расчета

Площадь продольной арматуры
 верхней: вдоль оси r (A_{sro})
 вдоль оси s (A_{sso})
 нижней: вдоль оси r (A_{sru})
 вдоль оси s (A_{ssu})
 Площадь поперечной арматуры
 (A_{sw})

Виды изображений
 изолинии (Iso)
 изополя (Fi)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация
 Усреднение
 Система

MIN / MAX
 наложение

Изменить данные

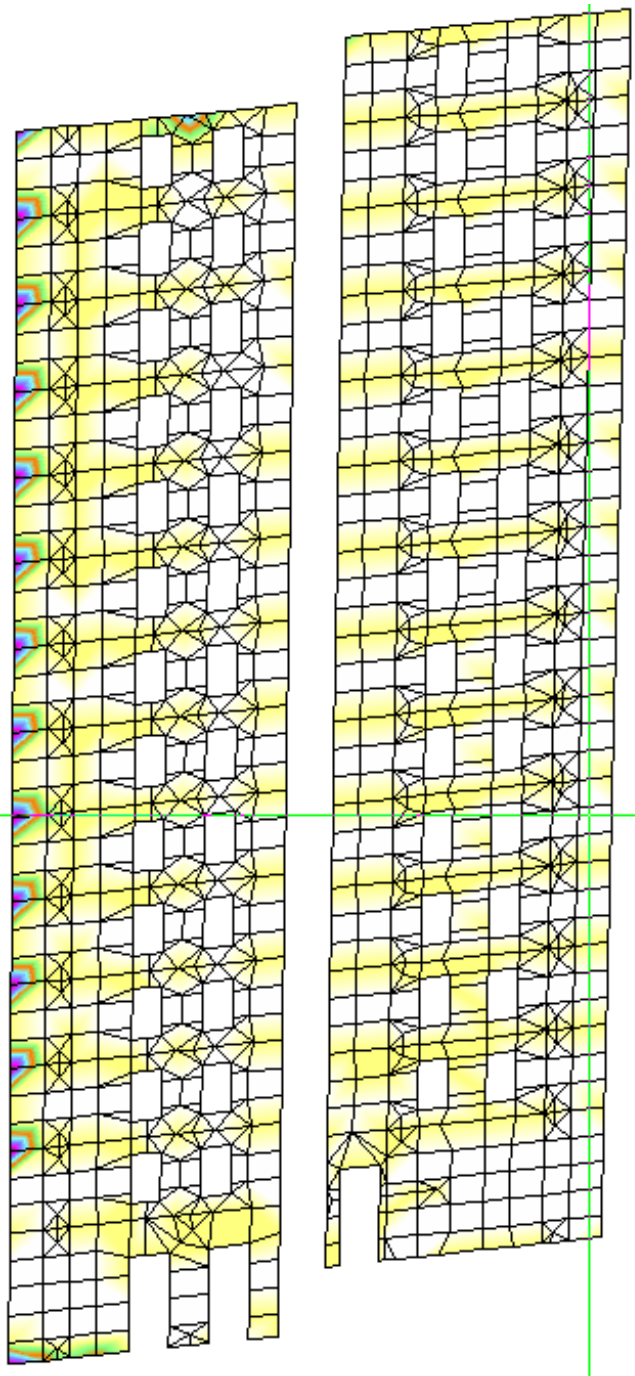


Рис. 3 крыло. Результаты расчета

Площадь продольной арматуры

верхней: вдоль оси r (A_{sro})
 вдоль оси s (A_{sso})

нижней: вдоль оси r (A_{sru})
 вдоль оси s (A_{sru})

Площадь поперечной арматуры
 (A_{sw})

Виды изображений

изолинии (Iso)
 изополя (Fl)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация

Усреднение

Система

MIN / MAX
наложение

Изменить данные

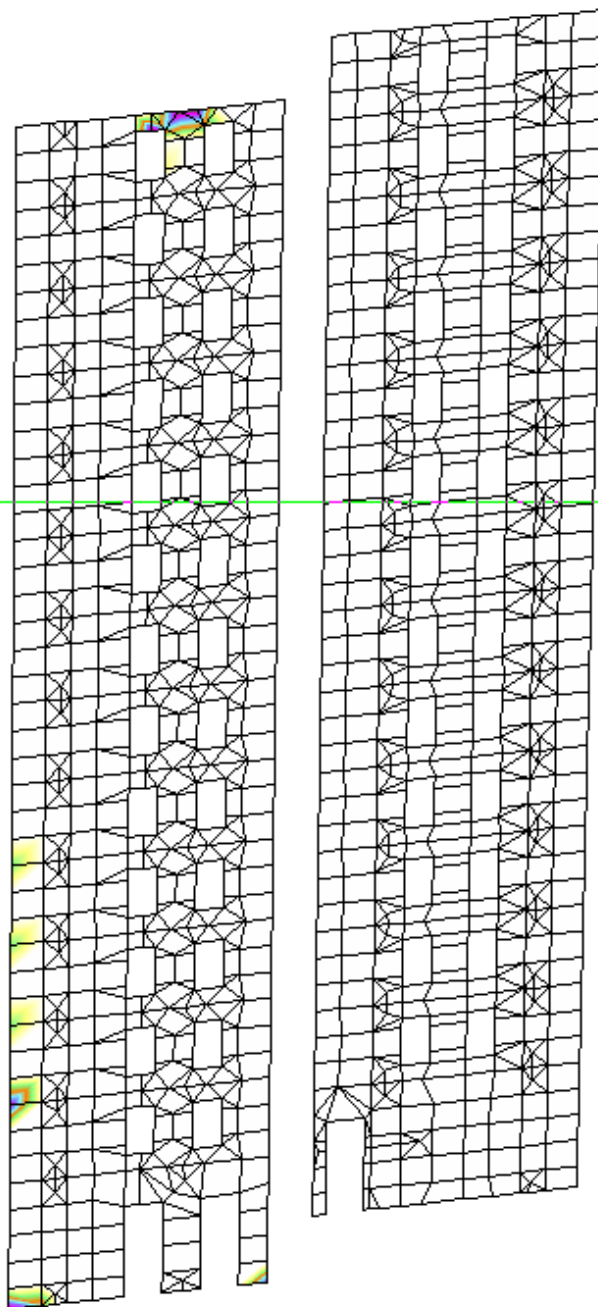


Рис. 3 крыло. Результаты расчета

8.6. Расчет пилонов

Задание данных по армированию по СП 63.13330.2018 ×


Бетон		Защитный слой арматуры		Расчёт усилий		
Вид	тяжелый			<input checked="" type="radio"/> по РСЧ	<input type="radio"/> по комбинациям	
Класс	B25					
Gb	0.85					
Mkfb	1.20					
Влажность	40-75%	hso	5.0	см	<input type="button" value="Свойства комбинаций"/>	
Арматура		hsu	5.0	см	Системы координат	
Продольная	A500	hro	5.0	см	<input checked="" type="radio"/> элементные МСК	<input type="radio"/> МСК для проектирования
Поперечная	A240	hru	5.0	см	Дополнительный угол поворота вокруг оси t	
Gs	1.00			<input type="text" value="0"/> в градусах		
Mkrs	1.20					

Рис. Пилон 16.2. Задание исходных данных

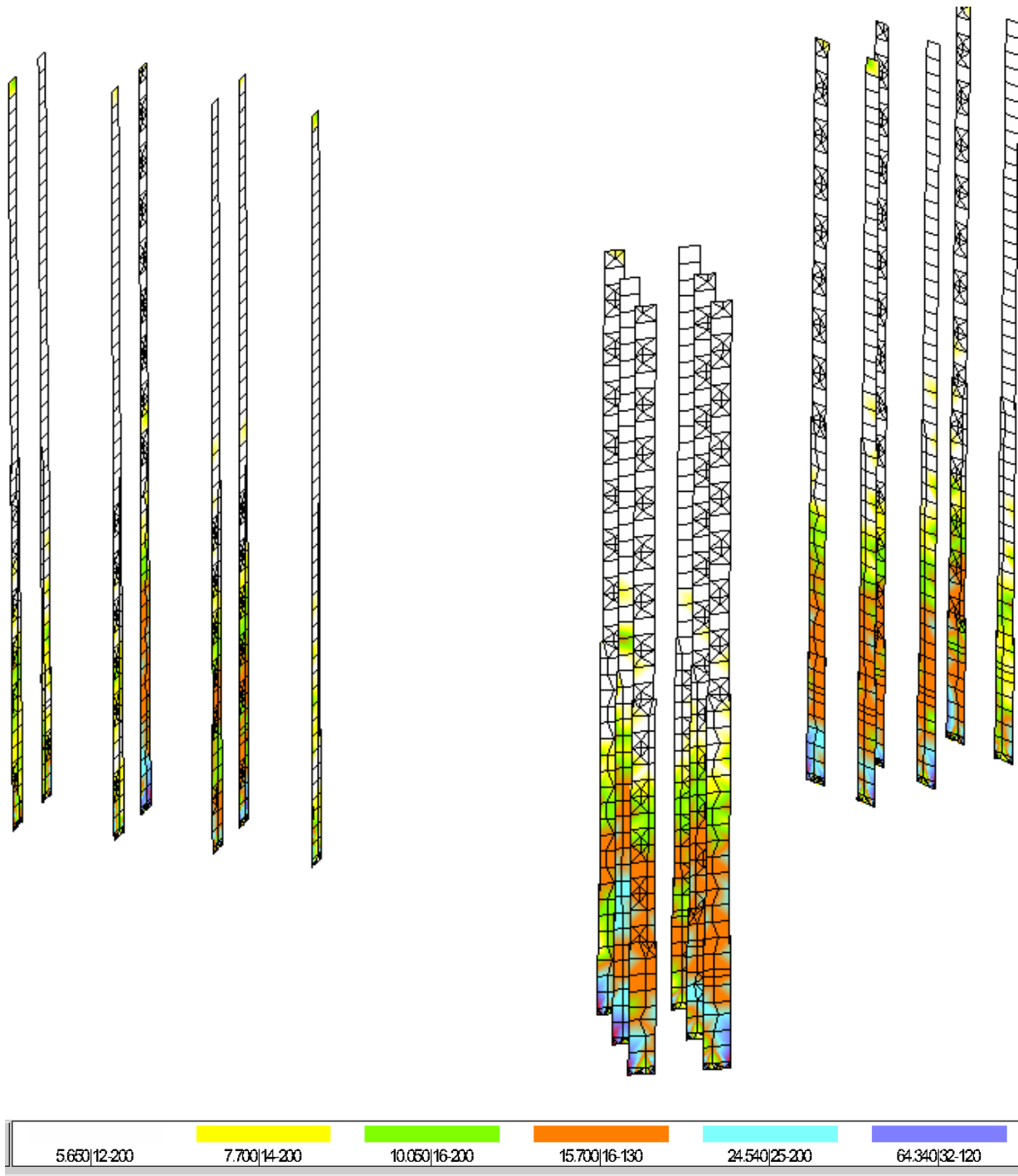
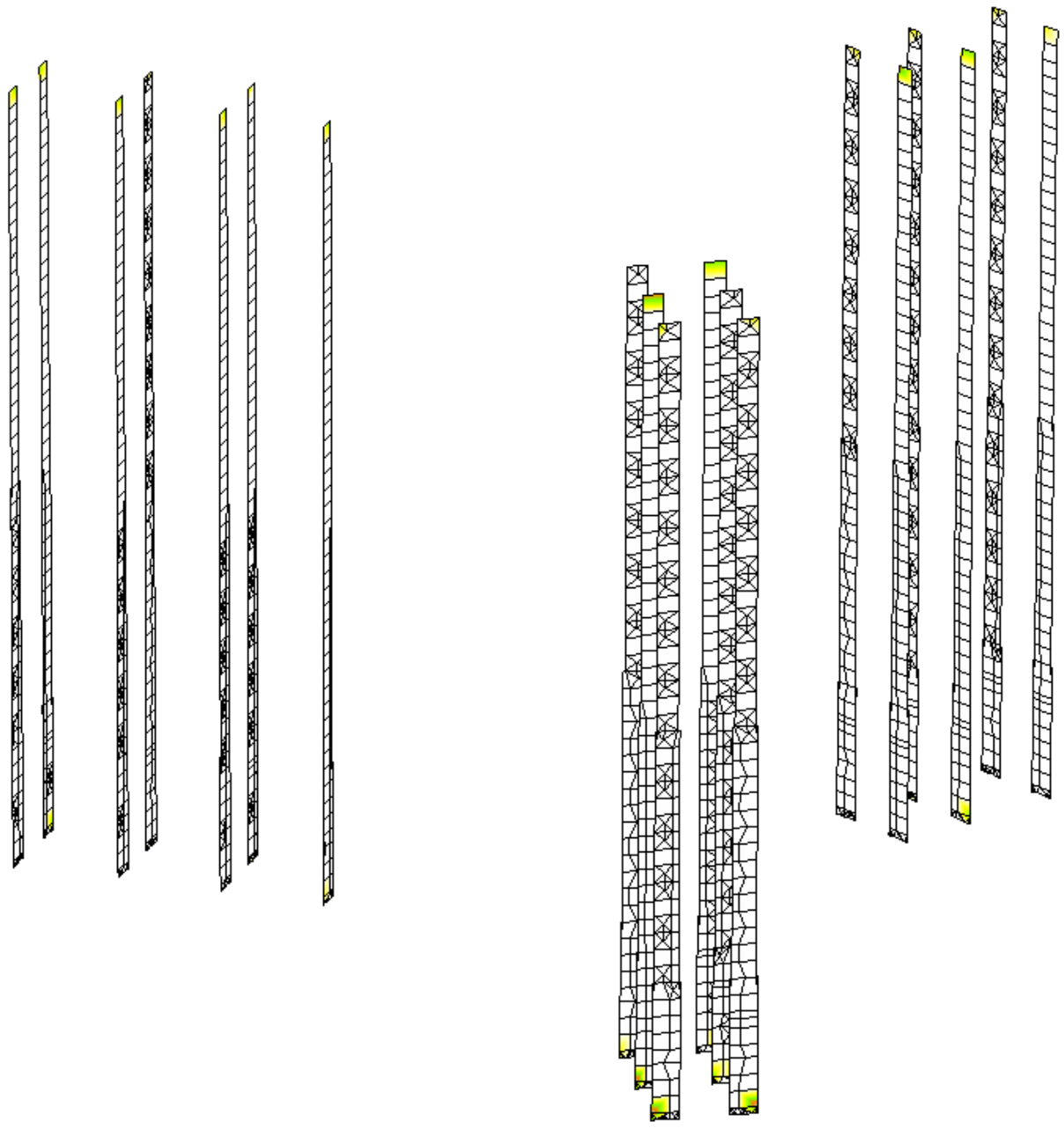


Рис. Пилон 16.2. Вертикальное армирование



5.650 12-200	7.700 14-200	10.050 16-200	15.700 16-130	24.540 25-200	64.340 32-120
--------------	--------------	---------------	---------------	---------------	---------------

Рис. Пилон 16.2. Горизонтальное армирование

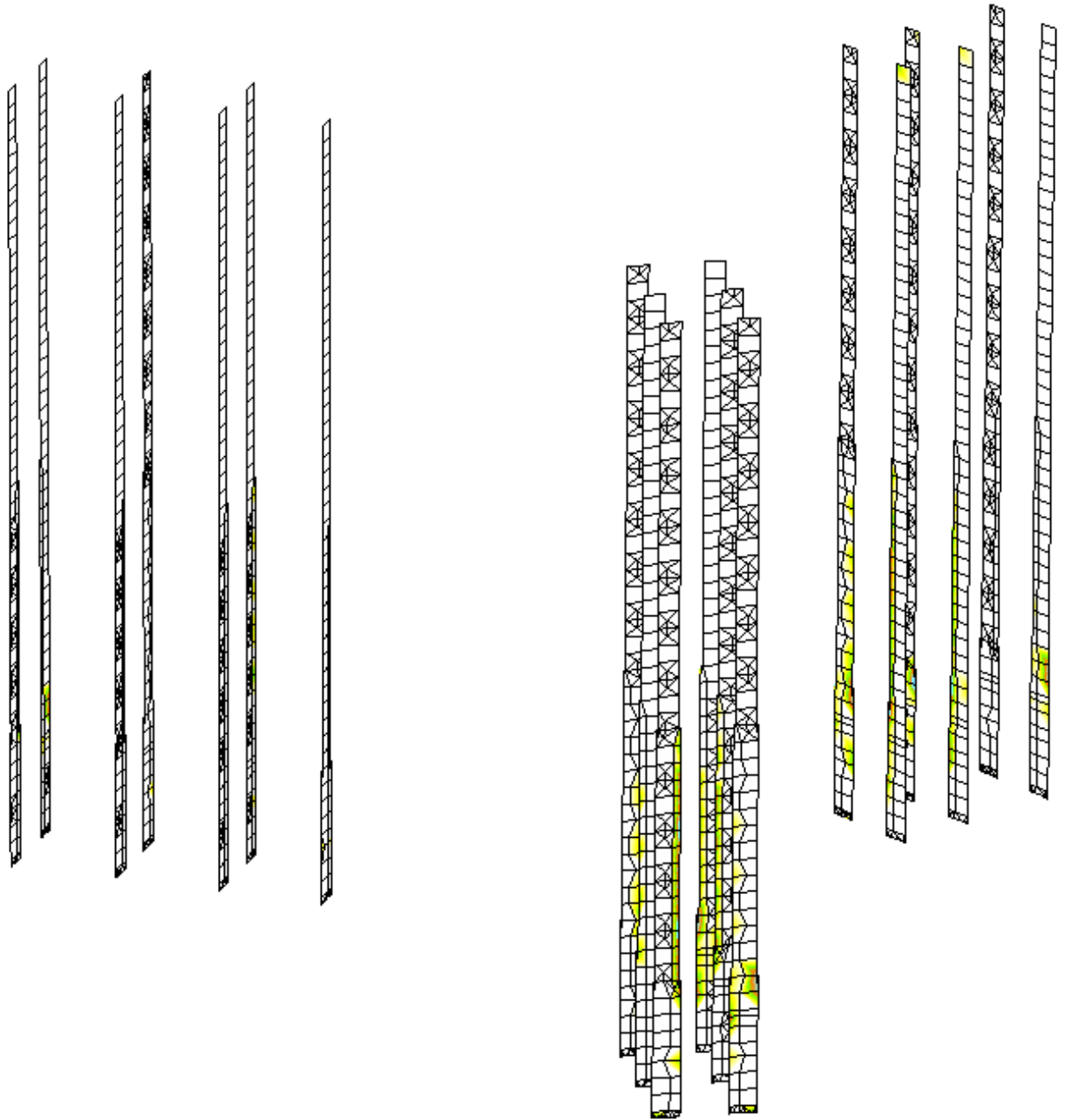


Рис. Пилон 16.2. Поперечное армирование

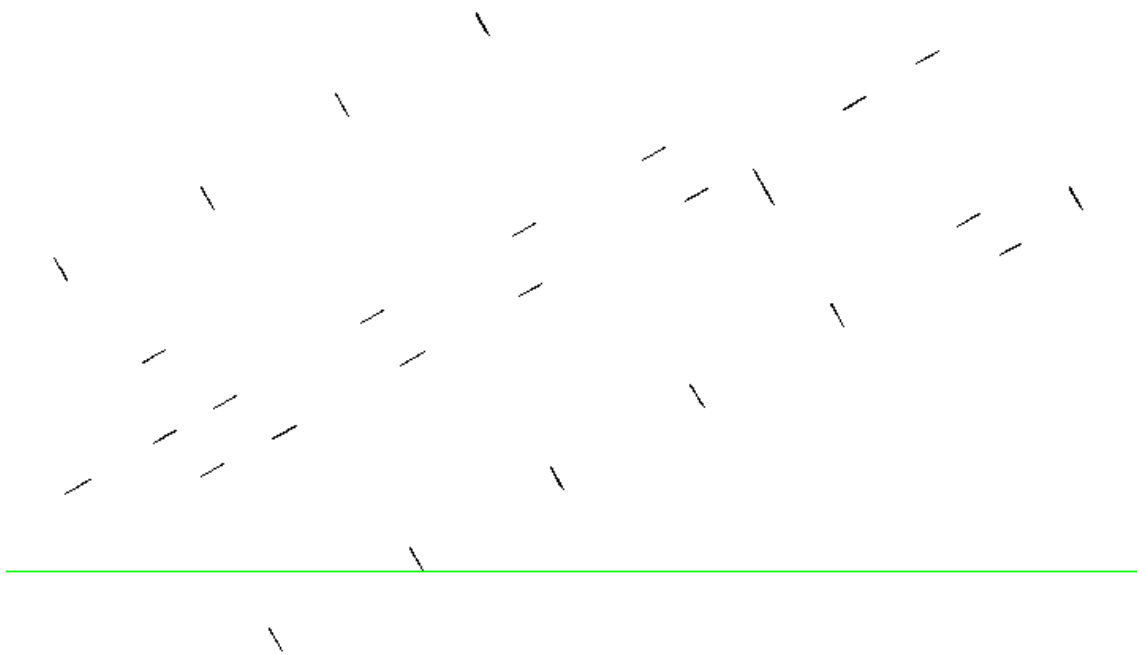


Рис. 2 крыло пилона 10.2, 10.25

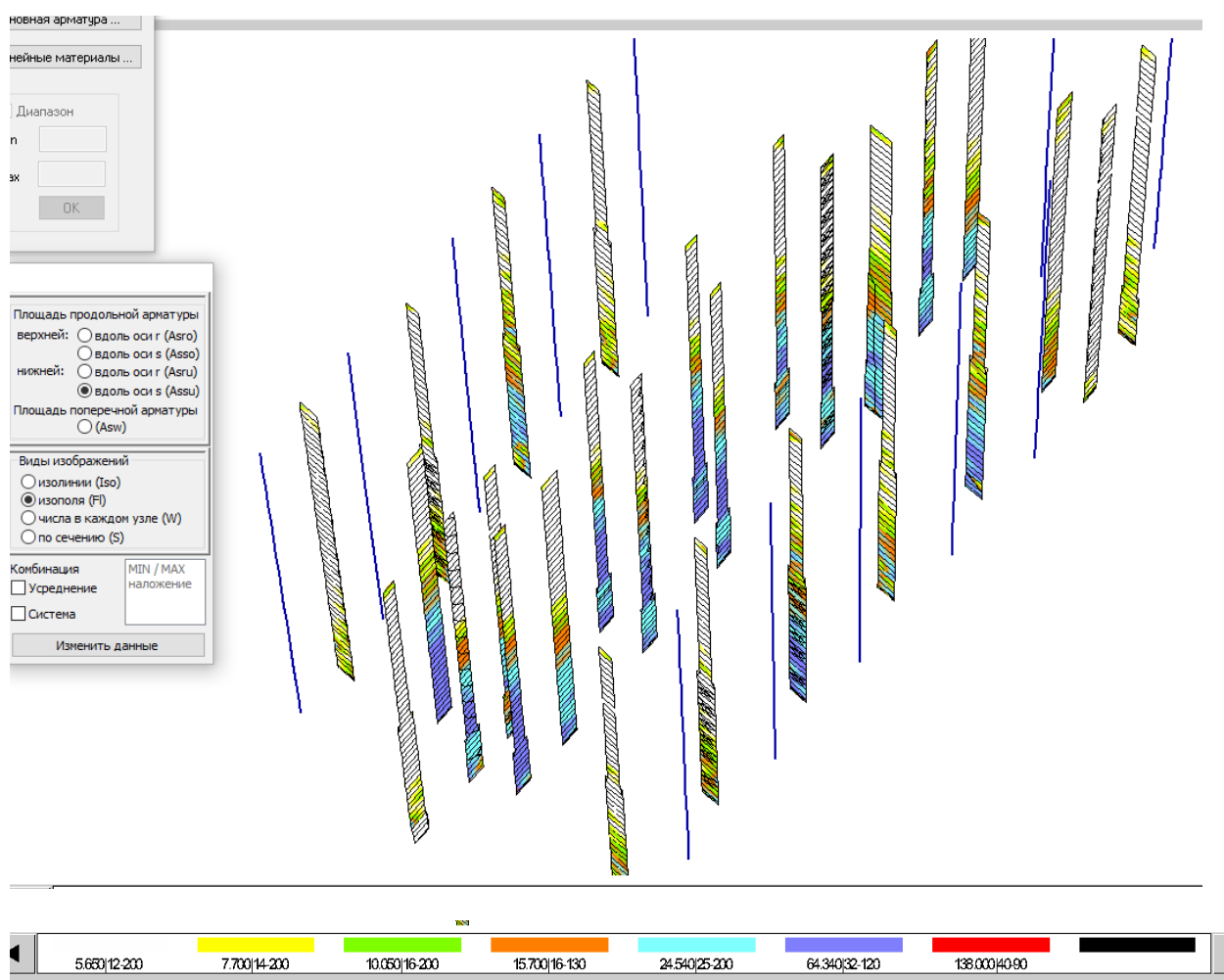


Рис. Вертикальное армирование

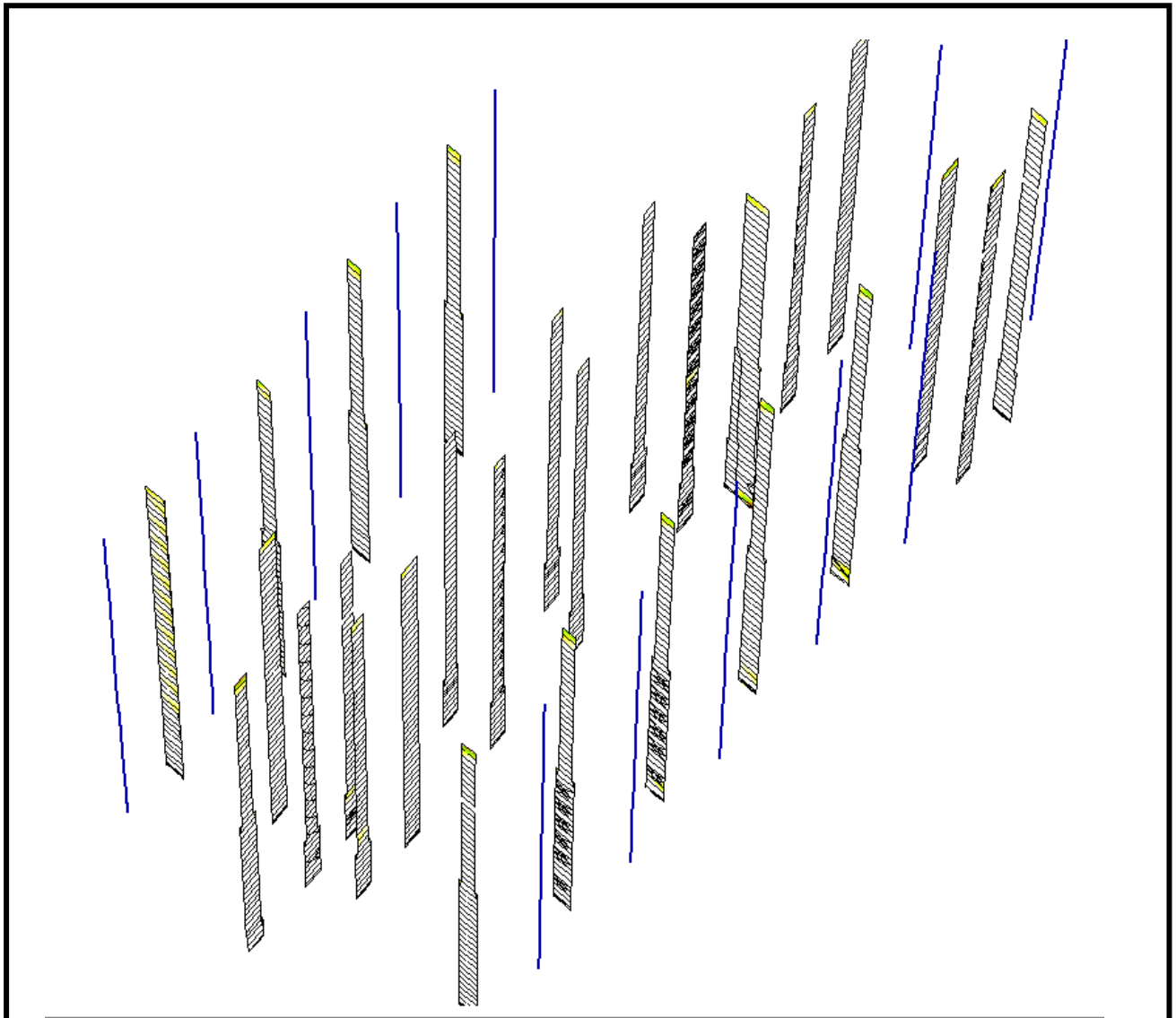


Рис. Пилон 10.2, 10.25. Горизонтальное армирование

8.7. Расчет плиты перекрытия 1 этажа

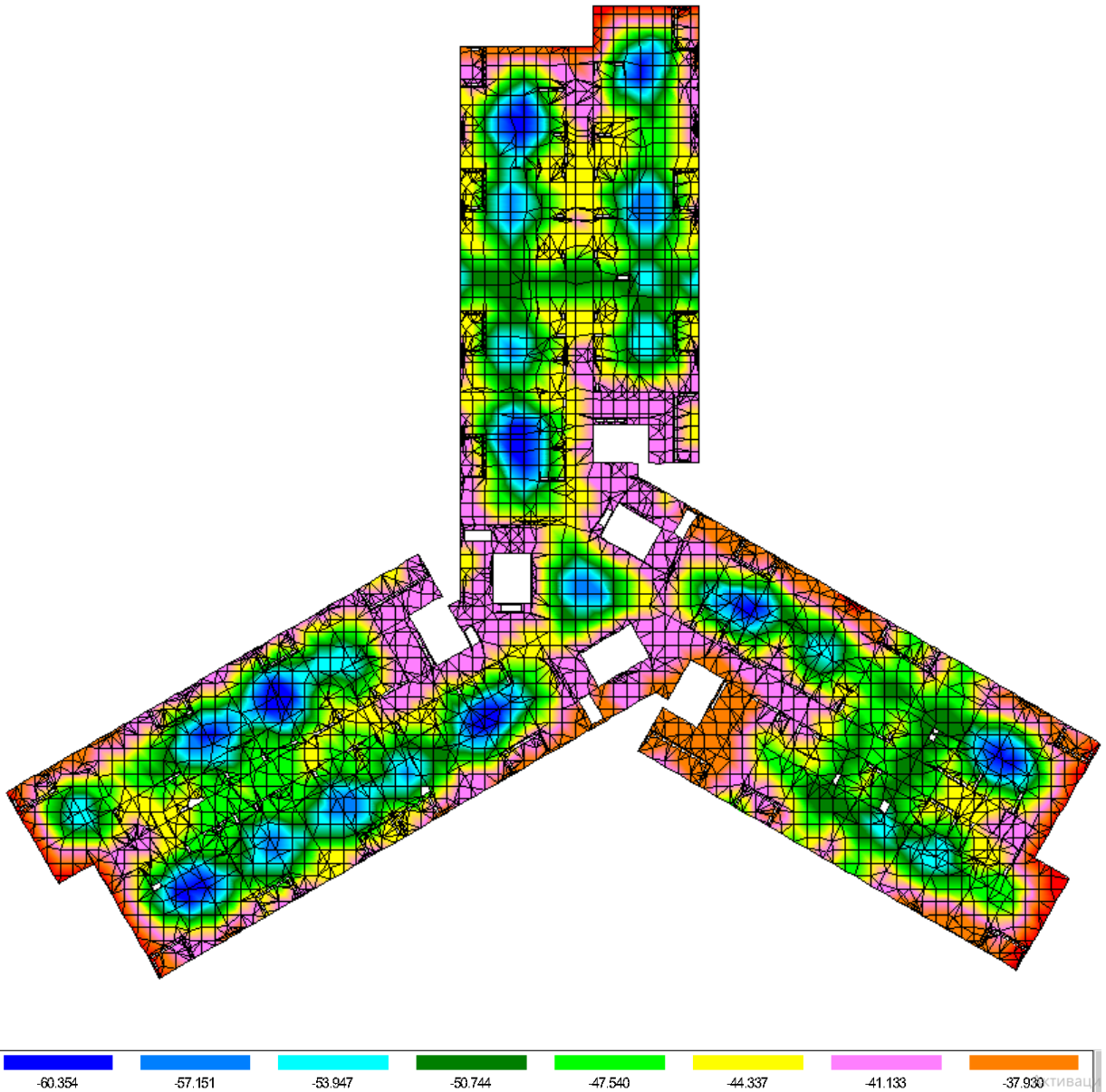


Рис. Результаты прогибов плит перекрытия

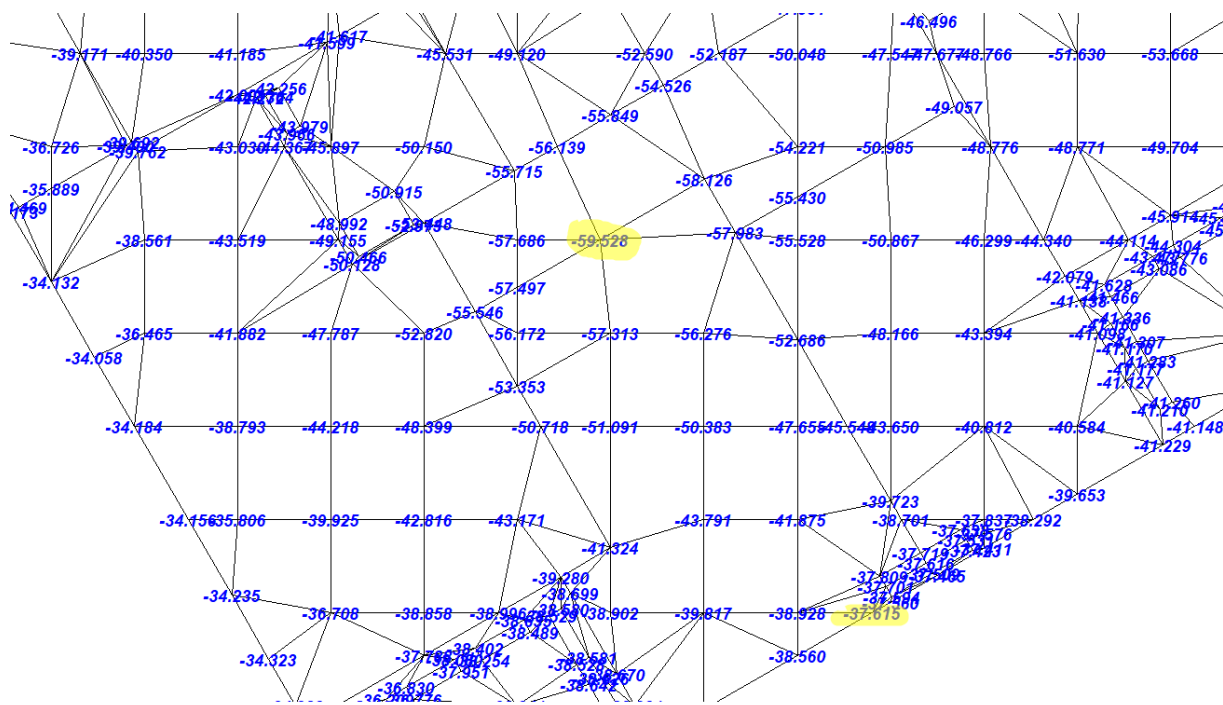


Рис. Результаты прогиба плиты, укрупненно

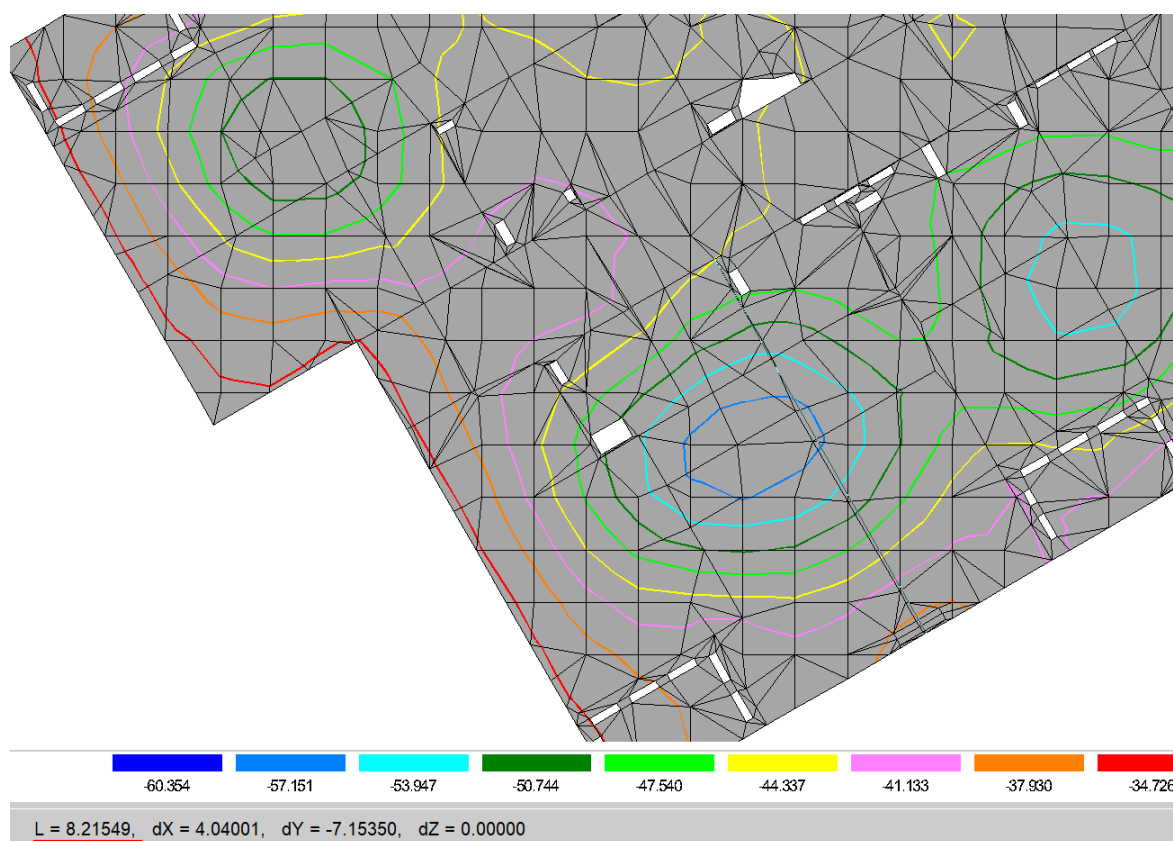
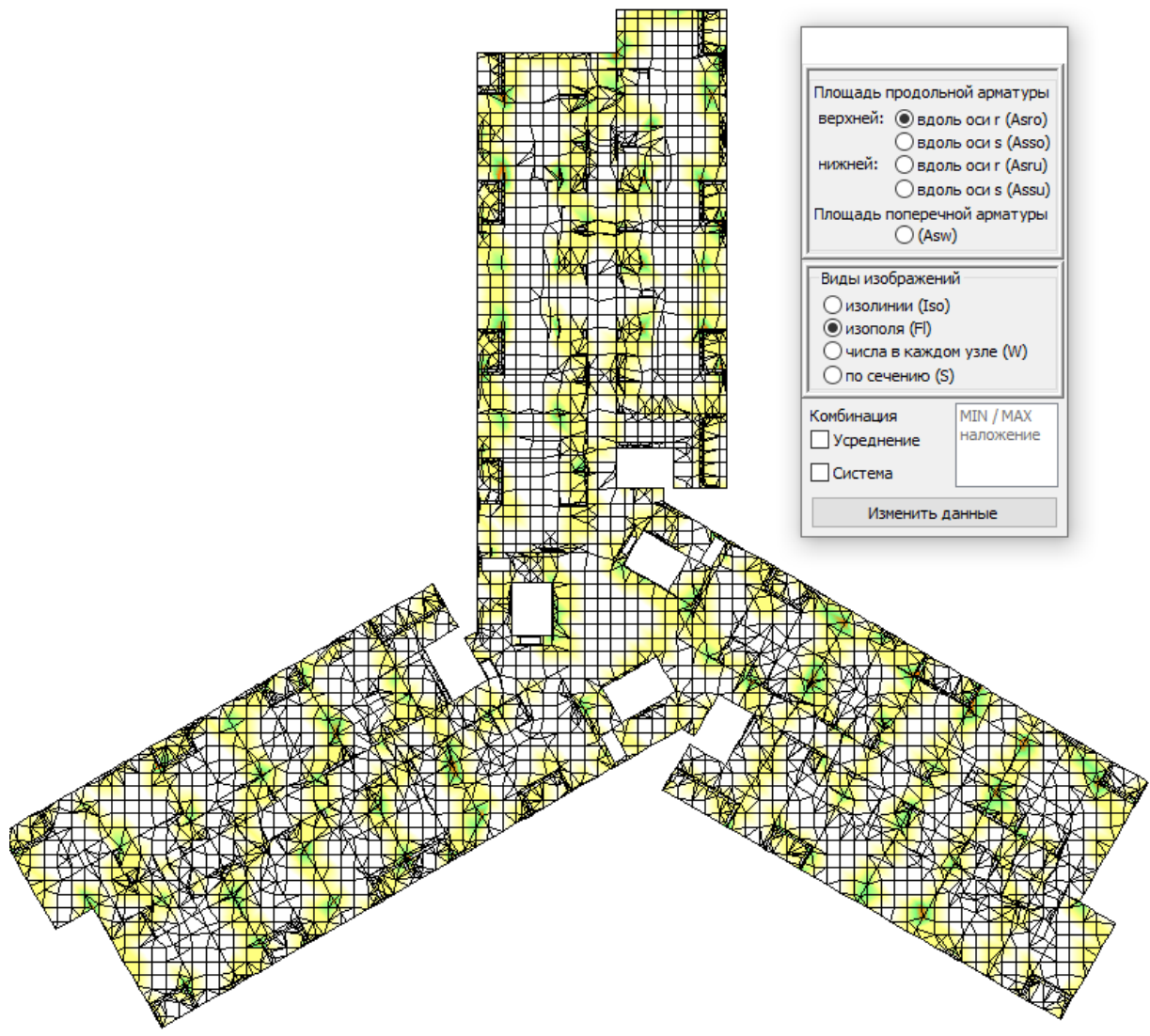


Рис. Длина рассматриваемого участка перекрытия

Пролет данного участка 8.21м . Максимальный прогиб плиты перекрытия -22мм< предельного значения $l/218=37.6$ мм. Условие выполняется.



Площадь продольной арматуры
 верхней: вдоль оси r (Asro)
 вдоль оси s (Asso)
 нижней: вдоль оси r (Asru)
 вдоль оси s (Assu)
 Площадь поперечной арматуры
 (Asw)

Виды изображений
 изолинии (Iso)
 изополя (FI)
 числа в каждом узле (W)
 по сечению (S)

Комбинация MIN / MAX
наложение
 Усреднение
 Система

Изменить данные

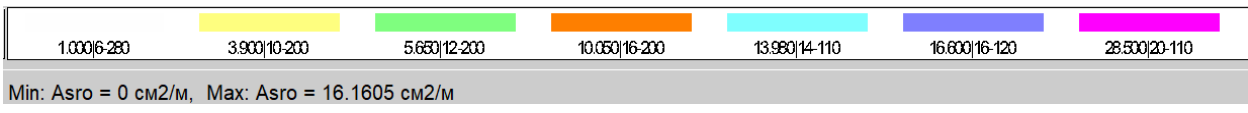


Рис. Результаты расчета плиты перекрытия

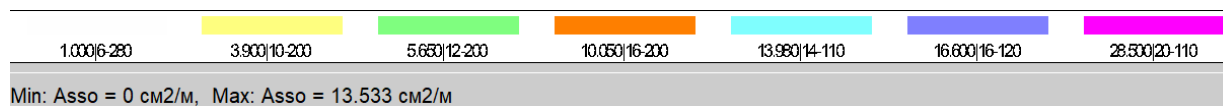
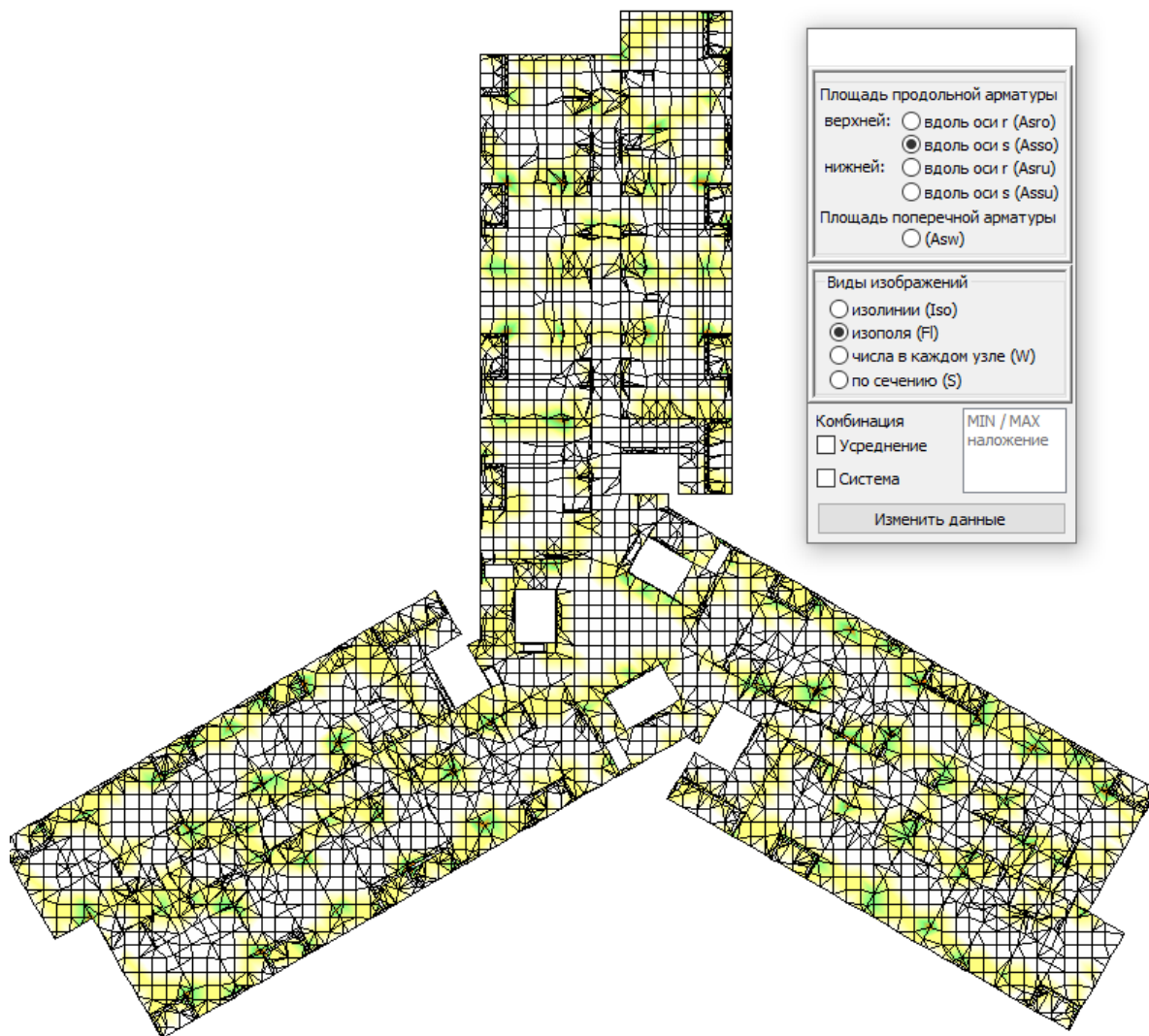


Рис. Результаты расчета плиты перекрытия

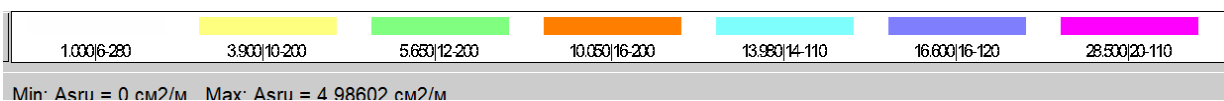
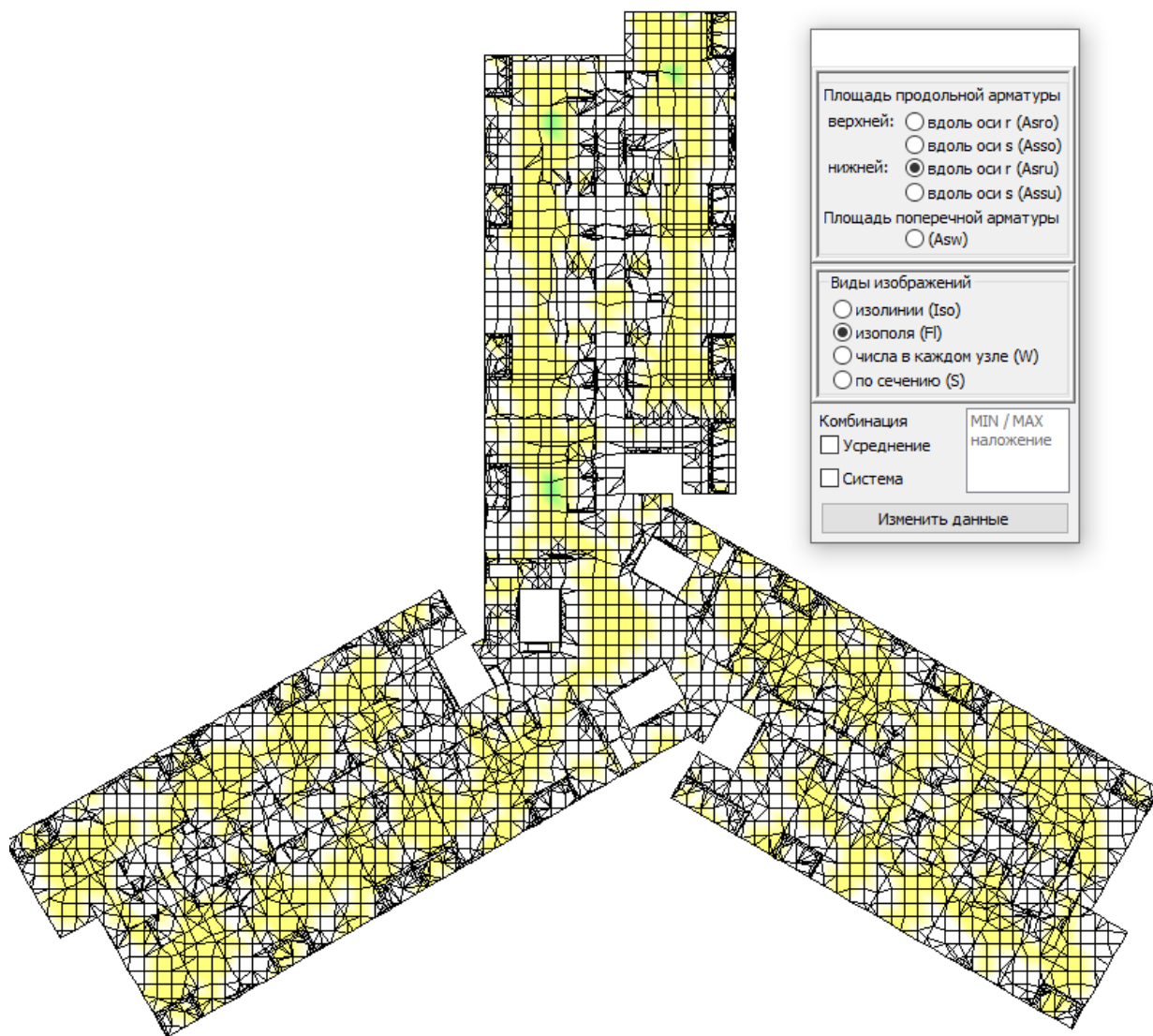


Рис. Результаты расчета плиты перекрытия

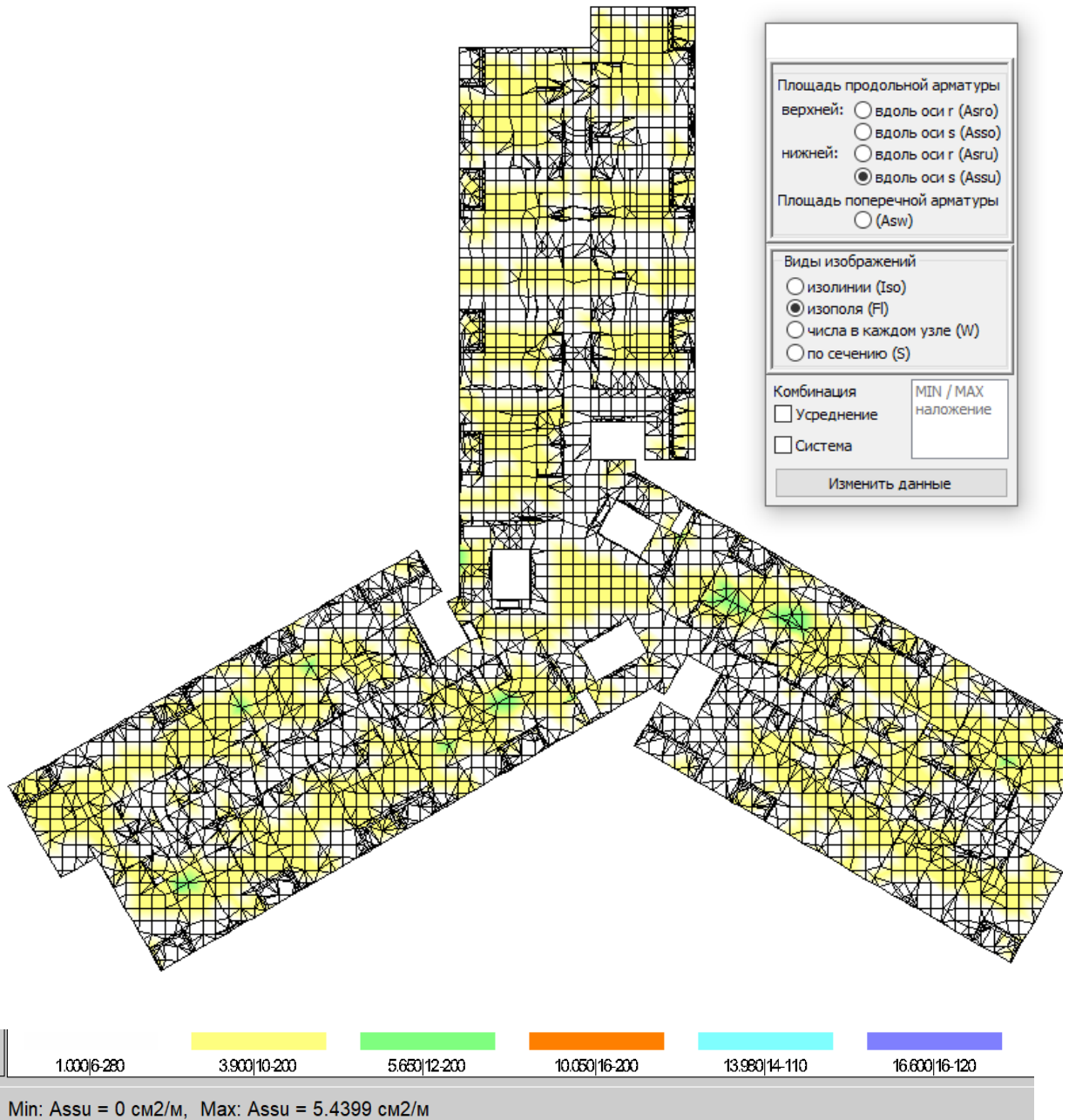


Рис. Результаты расчета плиты перекрытия



Рис. Расчет на продавливание плиты перекрытия крайними пилонами

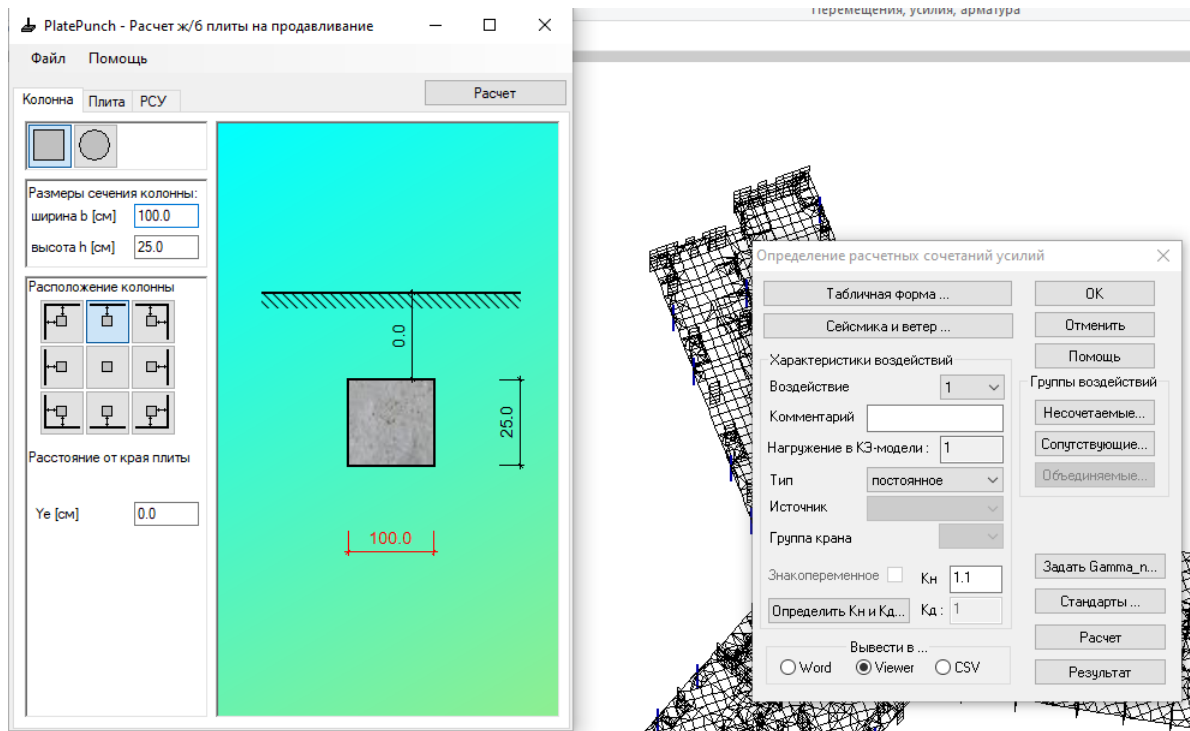


Рис. Расчет на продавливание плиты перекрытия крайними пилонами 1000x25

PlatePunch - Расчет ж/б плиты на продавливание

Перемещения, усилия, арматура

Опорные реакции

Файл Помощь

Колонна Плита РСУ Расчет

Нормативный документ: СП 63.13330

Приведенная рабочая высота плиты h_0 [см]: 15.0

Бетон: Тяжелый

Класс по прочности: B25

Кoeffициент условий работы:

- при кратковременной нагрузке: 1.00
- при длительной нагрузке: 0.90
- при особой нагрузке: 1.00

Армирование: Класс стали: A240

Кoeffициент условий работы:

- при кратковременной и длительной нагрузке: 1.00
- при особой нагрузке: 1.00

Схема армирования плиты:

Диаметр поперечной арматуры d_s [мм]: 8

Защитный слой a [см]: 3.0

Просмотр результатов

Вывод

Расчетный контур - разомкнутый по краю плиты, со следующими характеристиками:

- периметр расчетного контура, [см]: $u = 180.0$
- площадь расчетного сечения, [см²]: $A_b = 2700.0$
- абсцисса ц.т. контура, [см]: $x_0 = 0.0$
- ордината ц.т. контура, [см]: $y_0 = -14.1$
- момент сопротивления контура вдоль оси OX, [см²]: $W_{bx} = 5941.7$
- момент сопротивления контура вдоль оси OY, [см²]: $W_{by} = 626.6$
- момент сопротивления армируемого контура вдоль оси OX, [см²]: $W_{axx} = 5941.7$
- момент сопротивления армируемого контура вдоль оси OY, [см²]: $W_{ayy} = 626.6$

Условие прочности по бетону плиты не выполняется (левая часть неравенства (8.95) СП 63.13330 равна 1.024), необходимо установить поперечную арматуру.

Минимальное отношение A_{sv}/S_w равно 0.290 мм (согласно СП 63.13330 максимально допускается 1.158 мм), при этом левая часть условия прочности (8.96) равна 0.819.

Расчетный контур армируется полностью.

Согласно ограничениям п. 10.3.17 СП 63.13330 максимальный шаг армирования равен 50.0 мм.

Условие прочности выполняется при максимальном шаге, равном 45.0 мм.

Схема построена с шагом 45.0 мм.

Расчетные сочетания усилий

	Полные	Длительные	Особые	
	F [кН]	Mx [кНм]	My [кНм]	Печать
1	193.60	-57.02	3.30	<input checked="" type="checkbox"/>
2	30.11	9.09	0.38	<input type="checkbox"/>
3	176.40	65.27	-7.10	<input type="checkbox"/>
4	192.53	-60.11	4.49	<input type="checkbox"/>
5	69.77	26.89	25.06	<input type="checkbox"/>
6	131.77	33.39	-35.66	<input type="checkbox"/>

Рис. Результат расчета

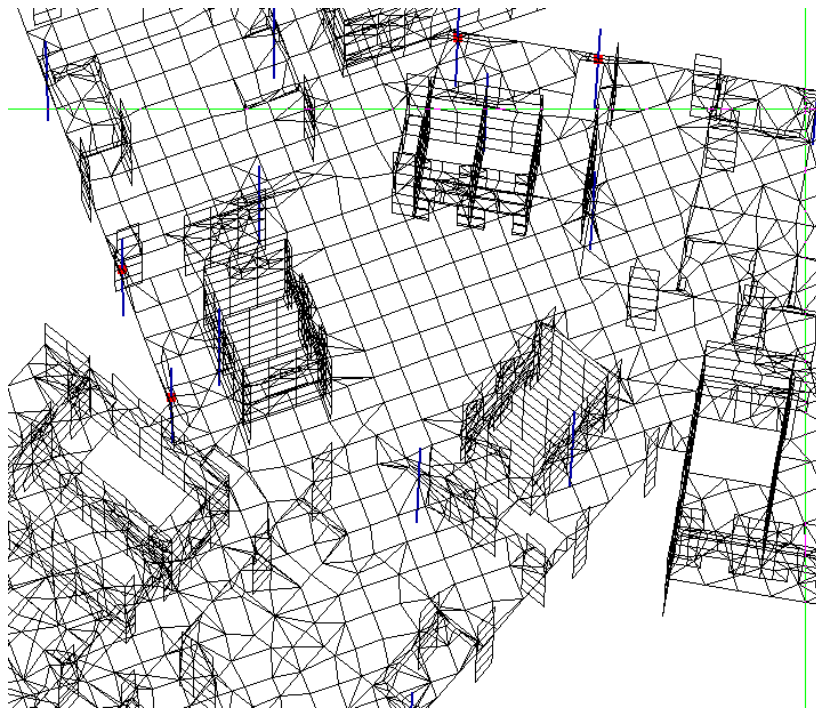


Рис. Расчет на продавливание плиты перекрытия пилонами 700x25

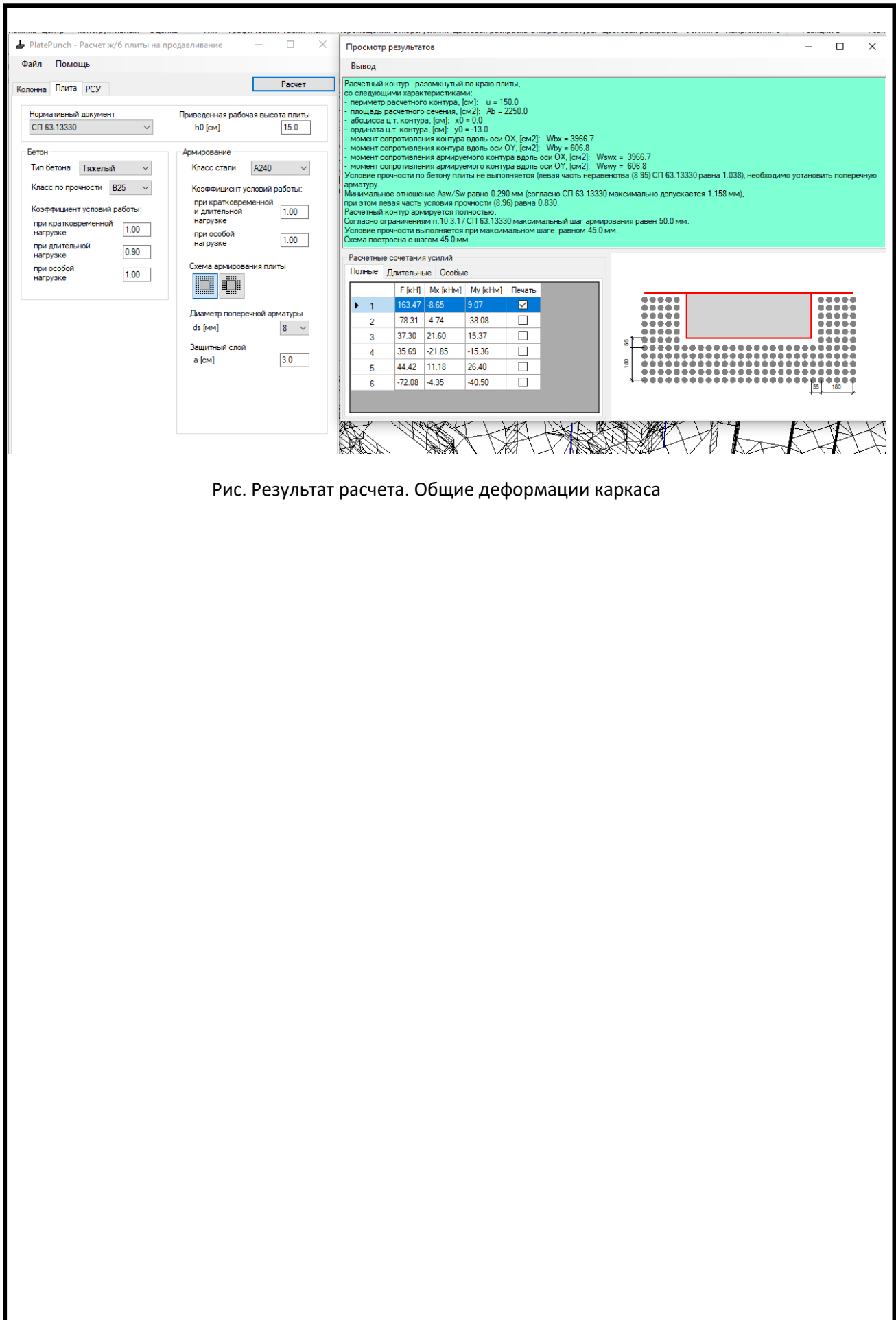


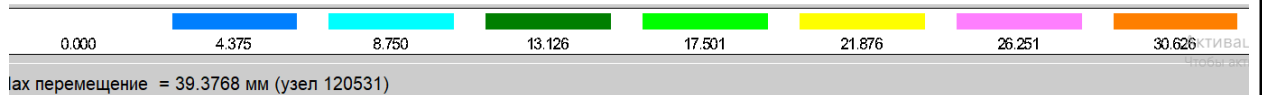
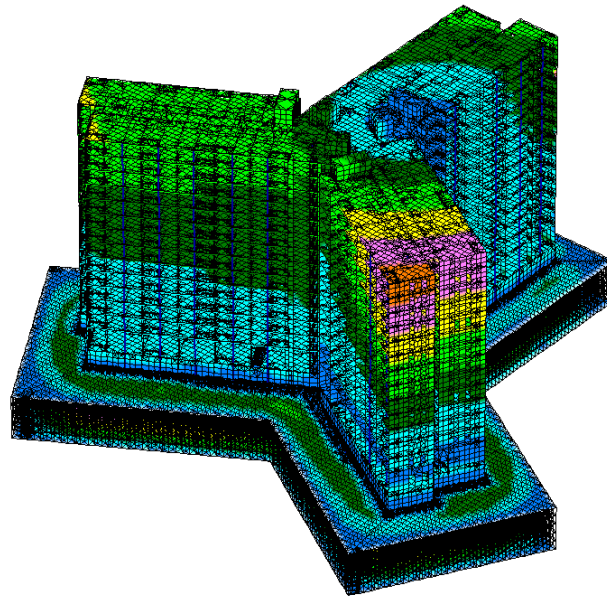
Рис. Результат расчета. Общие деформации каркаса

8.8. Расчет на горизонтальные перемещения

Максимальные горизонтальные перемещения рассчитываются по формуле:

$$U_{hor} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} \text{ – горизонтальное перемещение,}$$

Где U_x – перемещение вдоль оси OX, U_y – перемещение вдоль оси OY



Максимальное перемещение 39мм < предельного значения, равного $h/500 = 86$ мм
(СП20.13330.2016 табл. Д4, СП267.1325800.2016 п.8.2.4.15)

9. Расчет на собственные колебания

Согласно таблице 11.5 СП 20.13330.2016 для железобетонных сооружений в I ветровом районе при $b=0,3$ предельное значение частоты собственных колебаний $f=0,95$ Гц. Так же согласно примечанию г) к п. 11.1.8 при расчете зданий допускается учитывать динамическую реакцию по трем низшим собственным формам колебаний (двум изгибным и одной крутильной или смешанным крутильно-изгибным).

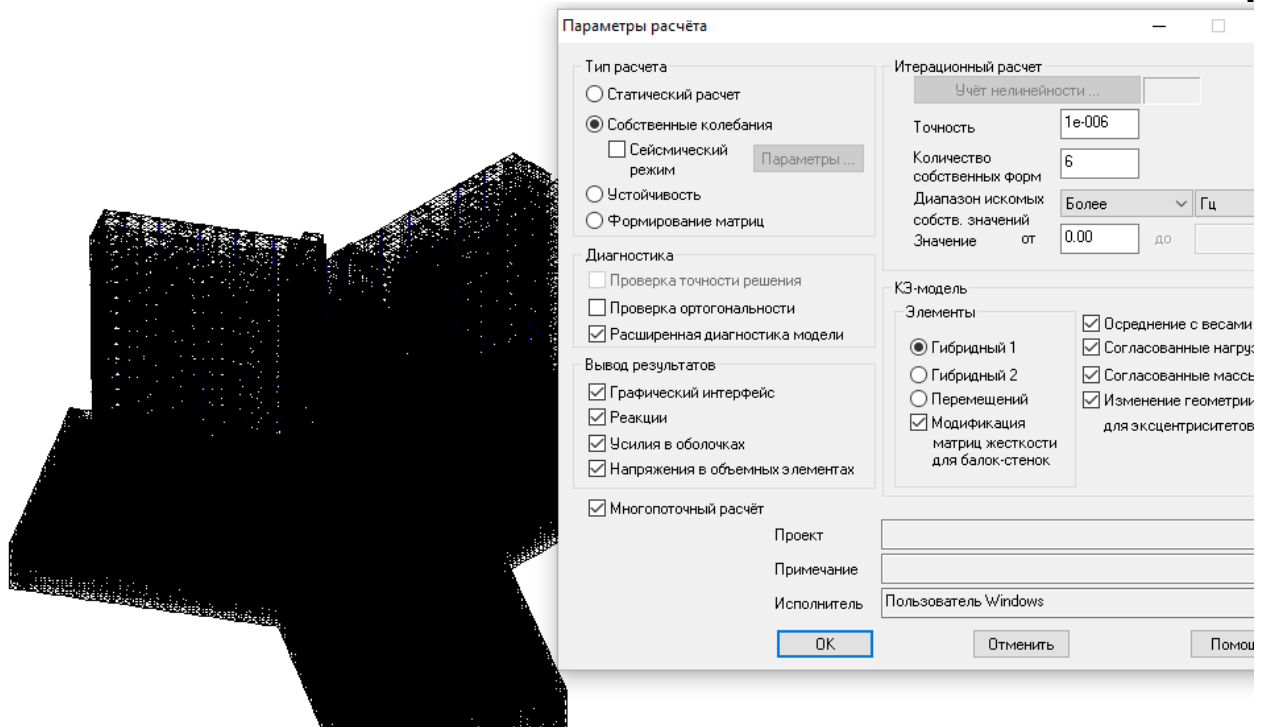


Рис. Расчет на собственные колебания

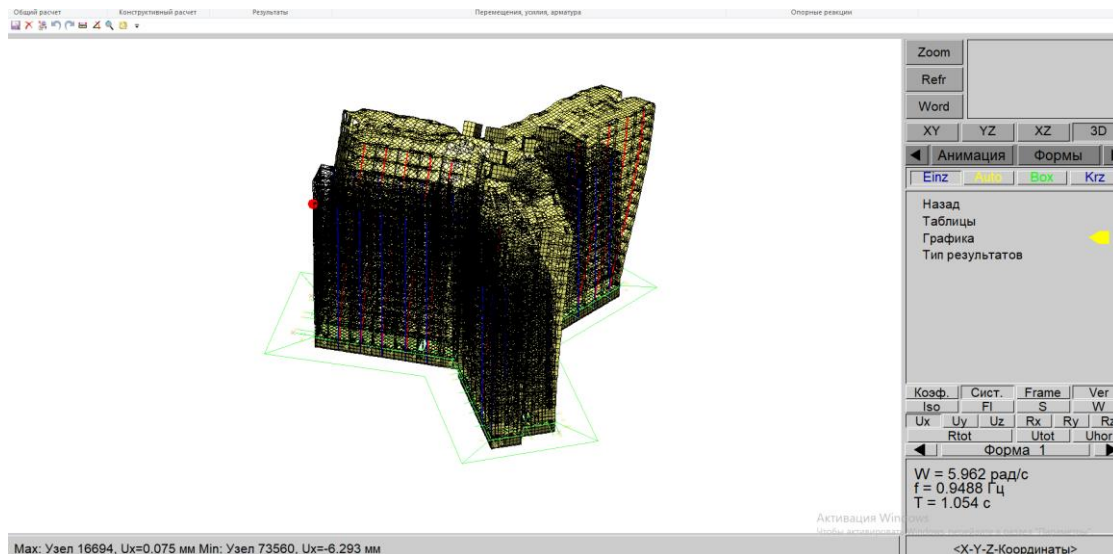


Рис. Первая форма колебаний

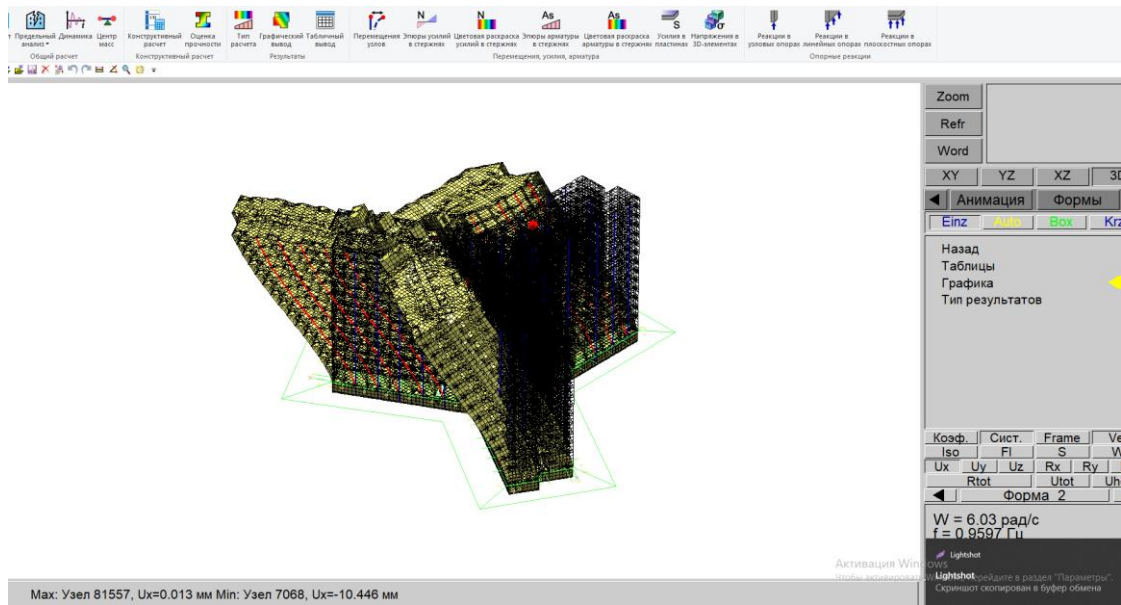
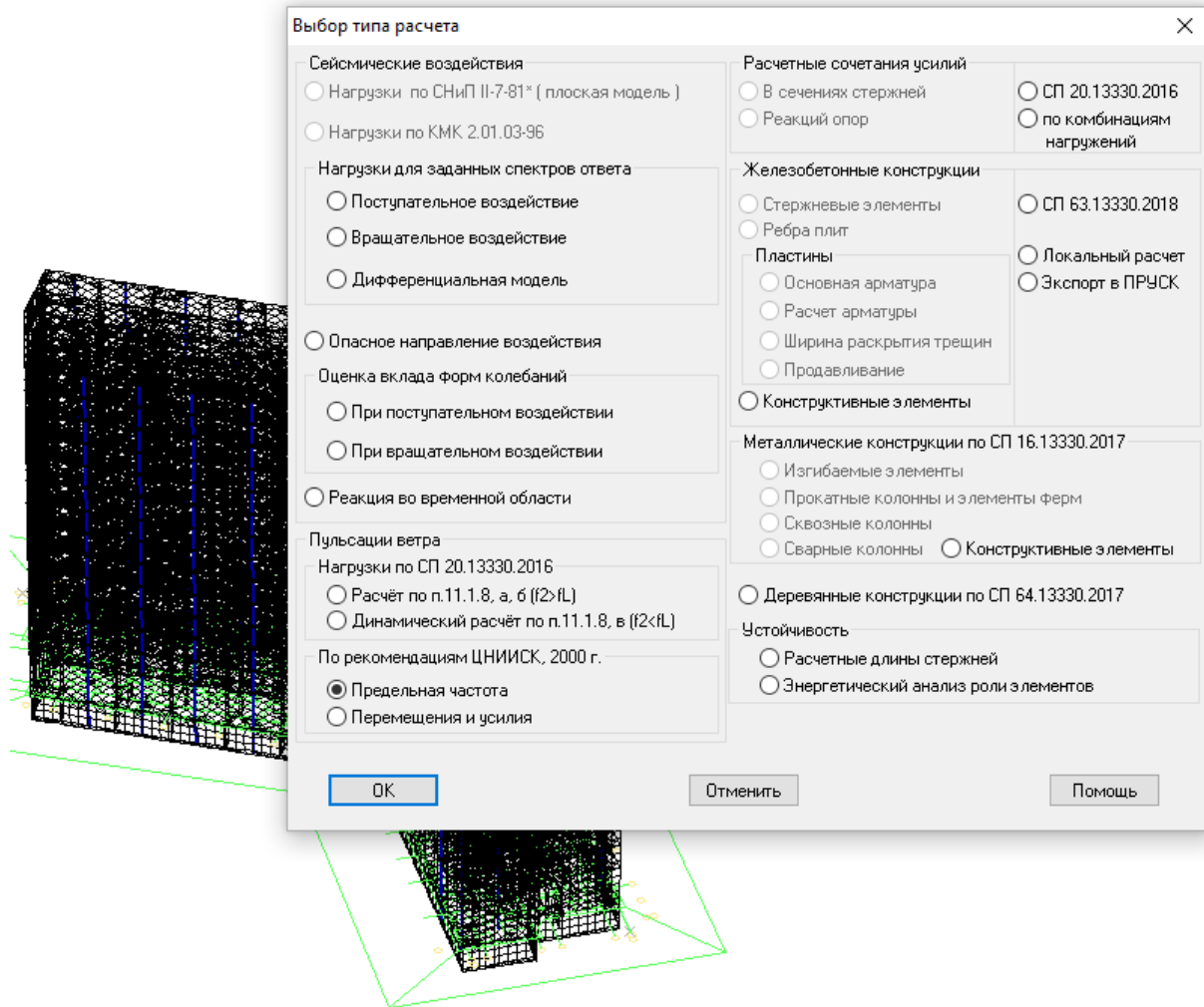


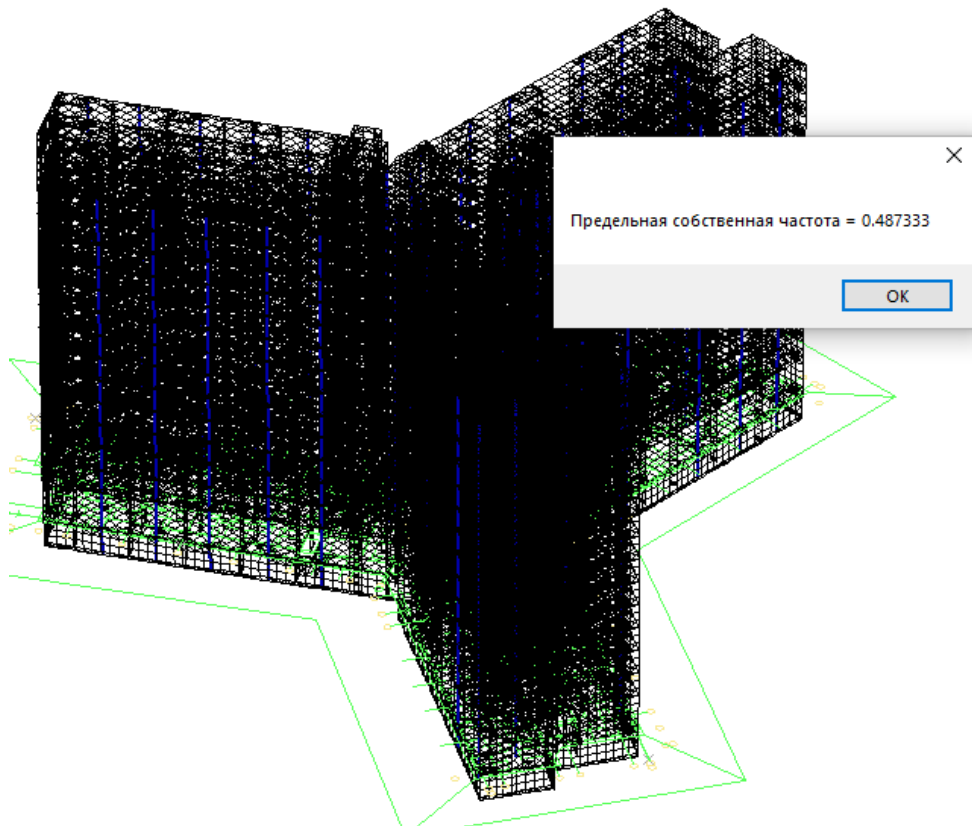
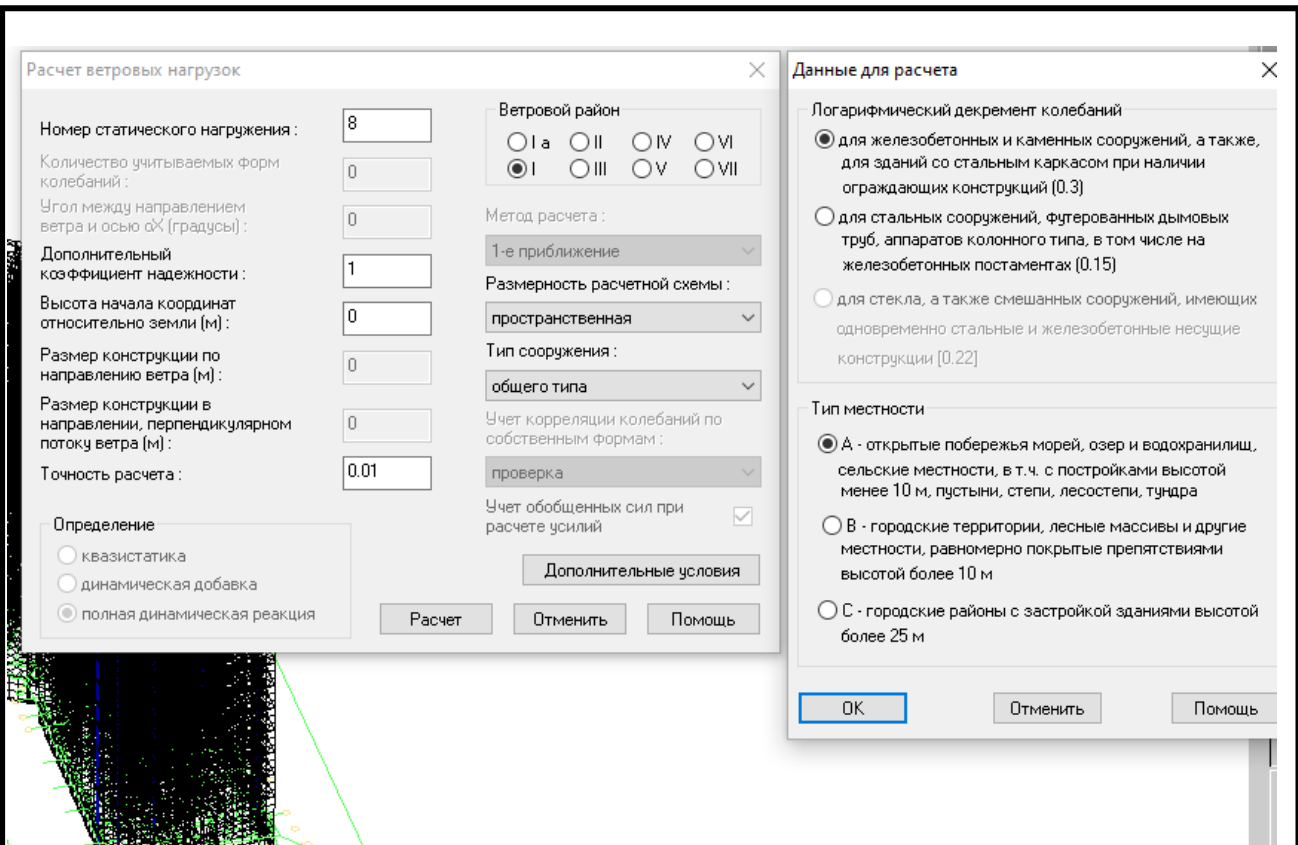
Рис. Вторая форма колебаний

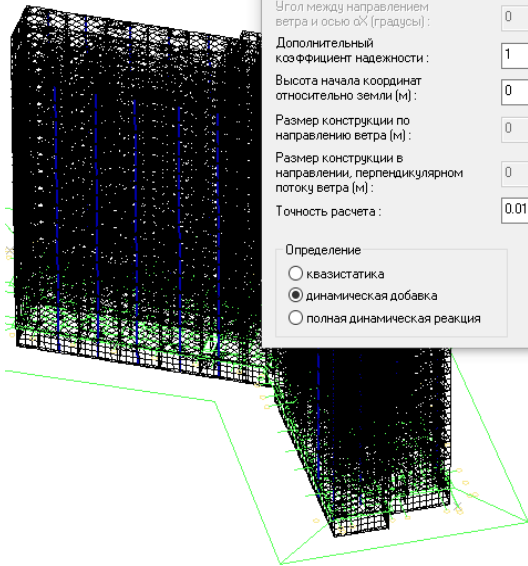
Обе формы колебаний- поступательные. Направлены вдоль главных осей.

10. Расчет ускорения перекрытия верхнего этажа

Для оценки динамической комфортности пребывания людей в здании рассчитаем ускорение верхнего этажа здания, т.к. здесь максимальная амплитуда колебаний. Расчет ведем согласно п. 11.4 СП 20.13330.2011 на нормативные значения пульсационные составляющие ветровой нагрузки с коэффициентом 0,7 В расчете учитываем три низших формы собственных колебаний, частоты







Расчет ветровых нагрузок

Номер статического нагружения:

Количество учитываемых форм колебаний:

Угол между направлением ветра и осью OX (градусы):

Дополнительный коэффициент надежности:

Высота начала координат относительно земли (м):

Размер конструкции по направлению ветра (м):

Размер конструкции в направлении, перпендикулярном потоку ветра (м):

Точность расчета:

Определение

квазистатика

динамическая добавка

полная динамическая реакция

Ветровой район

Ia II IV VI

I III V VII

Метод расчета:

1-е приближение

Размерность расчетной схемы:

пространственная

Тип сооружения:

общего типа

Учет корреляции колебаний по собственным формам:

проверка

Учет обобщенных сил при расчете усилий

Дополнительные условия

Расчет Отменить Помощь

Данные для расчета

Логарифмический декремент колебаний

для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций (0.3)

для стальных сооружений, фигурованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментках (0.15)

для стекла, а также смешанных сооружений, имеющих одновременно стальные и железобетонные несущие конструкции (0.22)

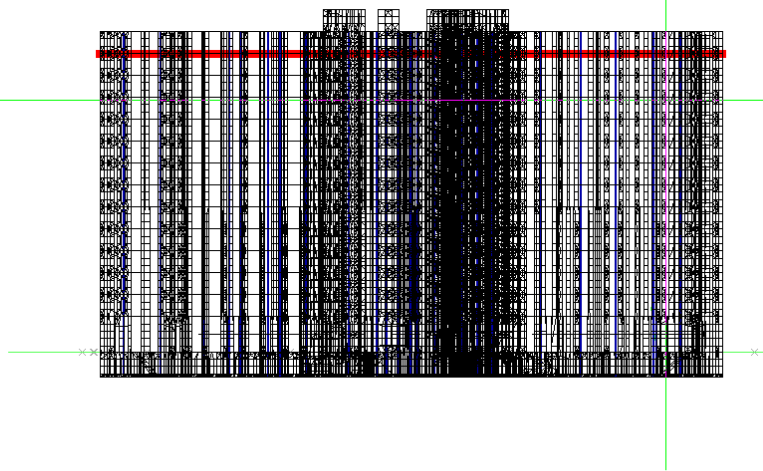
Тип местности

А - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в т.ч. с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра

В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м

С - городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м

OK Отменить Помощь



Отметьте узлы, которые нужно включить в группу

Ускорения узлов (динамический ветер)					
Узел	Форма	Ax [м/с ²]	Ay [м/с ²]	Az [м/с ²]	Atot [м/с ²]
	СНнП	-0.021	0.021	-0.000	0.030
	СQC	-0.029	0.007	-0.000	0.030
99895	1	-0.010	0.018	-0.000	0.021
	2	-0.019	-0.011	-0.001	0.022
	СНнП	-0.021	0.021	-0.001	0.030
	СQC	-0.028	0.007	-0.001	0.029
99896	1	-0.010	0.018	-0.000	0.021
	2	-0.019	-0.011	-0.000	0.022
	СНнП	-0.021	0.021	-0.001	0.030
	СQC	-0.029	0.007	-0.001	0.029
99897	1	-0.010	0.017	0.001	0.020
	2	-0.018	-0.011	-0.000	0.021
	СНнП	-0.021	0.020	0.001	0.029
	СQC	-0.029	0.007	0.001	0.030
99898	1	-0.010	0.017	-0.000	0.020
	2	-0.019	-0.011	0.001	0.022
	СНнП	-0.021	0.020	0.001	0.029
	СQC	-0.029	0.007	0.000	0.029
99899	1	-0.010	0.017	-0.000	0.020
	2	-0.019	-0.011	0.000	0.022
	СНнП	-0.021	0.020	-0.000	0.029
	СQC	-0.029	0.007	-0.000	0.030
99900	1	-0.010	0.017	-0.000	0.020
	2	-0.019	-0.010	0.001	0.022
	СНнП	-0.021	0.020	0.001	0.029
	СQC	-0.029	0.007	0.000	0.030

Максимальное ускорение Atot = 0.031 м/с²

Максимальное ускорение – 0,031м/с² < 0.08 м/с² . Условие выполняется