



МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Рубцовский индустриальный институт (филиал)

федерального государственного бюджетного образовательного

учреждения высшего образования

«Алтайский государственный технический университет им. И.И. Ползунова»
(РИИ АлтГТУ)

МИХАЙЛЕНКО О.А.

ПРИМЕНЕНИЕ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ЛИРА ДЛЯ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**Методические указания к самостоятельной и практической работе для
студентов направления 08.03.01 "Строительство" всех форм обучения**

Рубцовск 2019

УДК 624

Михайленко О.А. Применение программного комплекса ЛИРА для расчета строительных конструкций: метод. указания к самостоятельной и практической работе для студентов направления 08.03.01 "Строительство" всех форм обучения/О.А. Михайленко. - Рубцовск: РИИ, 2019. - 80 с.

Содержат указания по выполнению студентами направления подготовки «Строительство» самостоятельной и практической работы по дисциплине «Методы проектирования зданий и сооружений».

Рассмотрены и одобрены
на заседании каф. СиМ
РИИ АлтГТУ
Протокол № 7 от 07.06.2019

Рецензент:

доцент каф. СиМ
к.т.н., доцент А.А. Денисенко

© Рубцовский индустриальный институт, 2019

Содержание

Задание №1.....	4
Задание №2.....	10
Задание №3.....	15
Задание №4.....	21
Задание №5.....	24
Задание №6.....	32
Задание №7.....	35
Задание №8.....	39
Задание №9.....	44
Задание №10.....	50
Задание №11.....	57
Задание №12.....	59
Задание №13.....	61
Задание №14.....	65
Задание №15.....	72
Задание №16.....	75

Задание №1

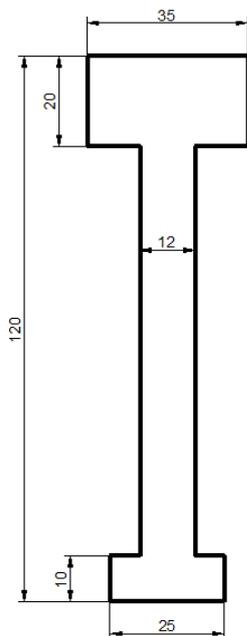
Создать на основе исходных данных 3 расчетные схемы:

1. Стержневая изотропная модель;
2. Пластинчатая ортотропная модель;
3. Объемная трансверсально-изотропная модель.

Проанализировать перемещения этих балок и нормальные изгибные напряжения. Сравнить эти параметры с допустимыми.

1. Стержневая изотропная модель.

Исходные данные:

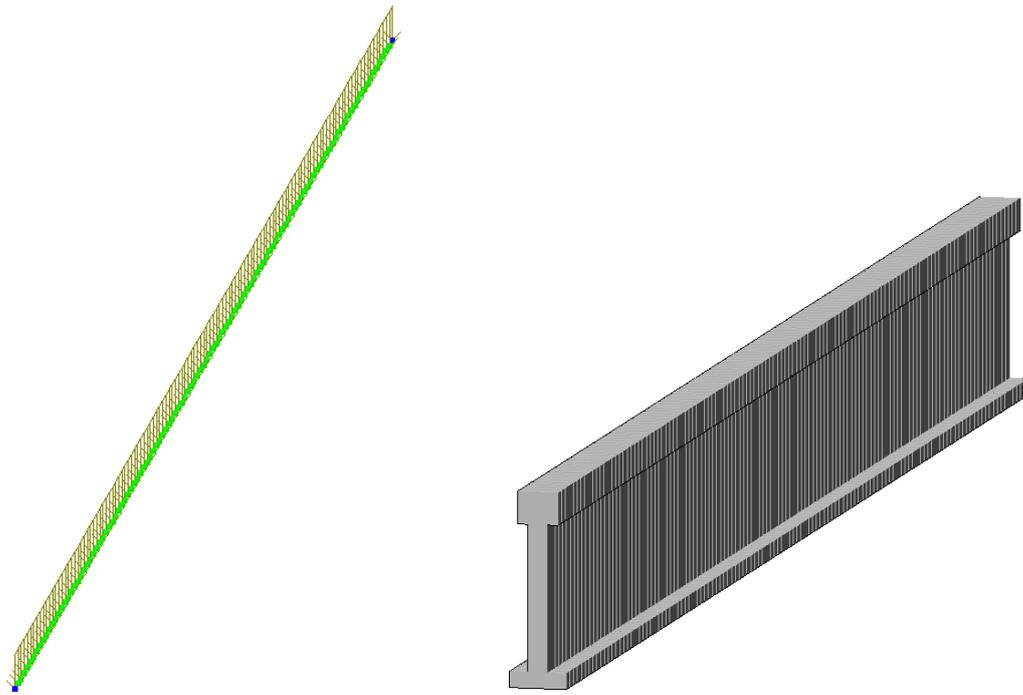


L – пролет – 12 м

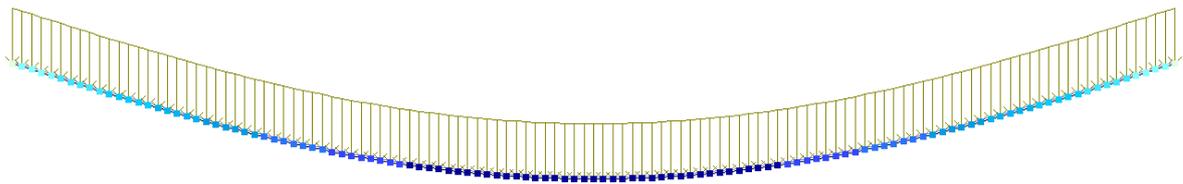
b – шаг – 4.5 м

q – нагрузка [кг/м²] – 750

Создаем в ПК Лира стержневую расчетную модель и задаем жесткостью двутавра (двутавр 12х20)



Далее, поставив связи на опорных узлах, добавили заданную нагрузку и собственный вес на стержни, сделали расчет, получили:

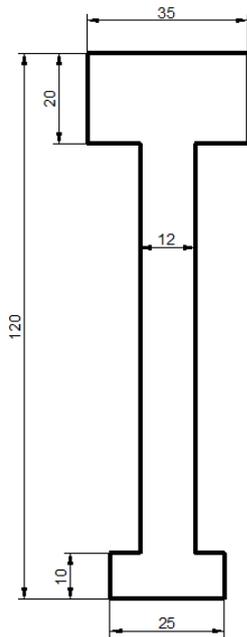


Максимальные узловые перемещения по оси $Z=3\text{см}$.

Нормальные максимальные изгибные напряжения в середине пролета $N_z=117\text{кг/см}^2 \leq R_u = 130\text{ кг/см}^2$ - условие выполнено.

2. Пластинчатая ортотропная модель

Исходные данные:

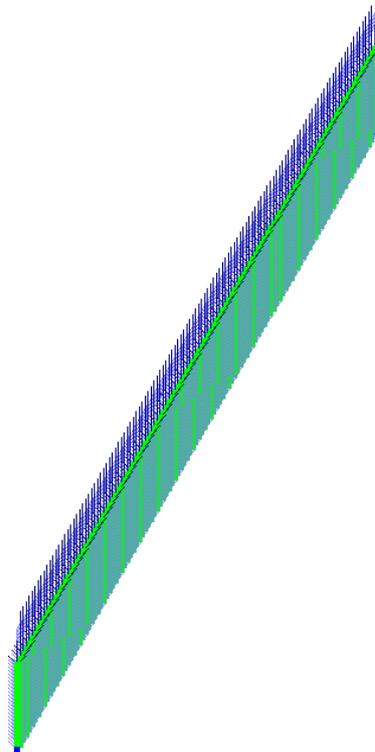
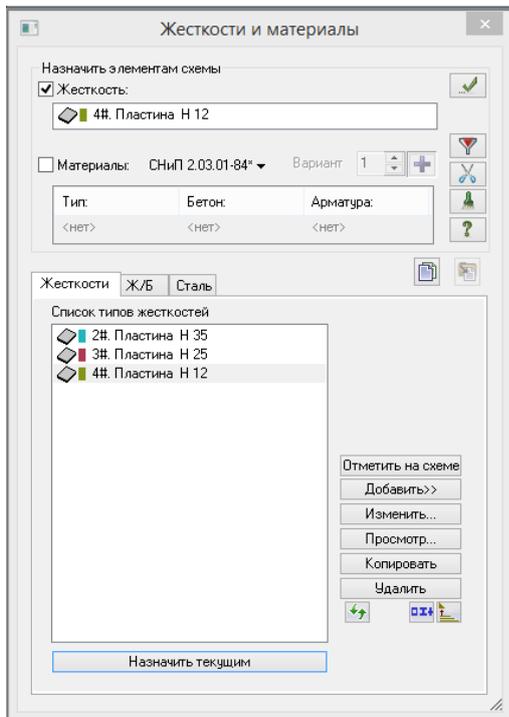


L-пролет-12м

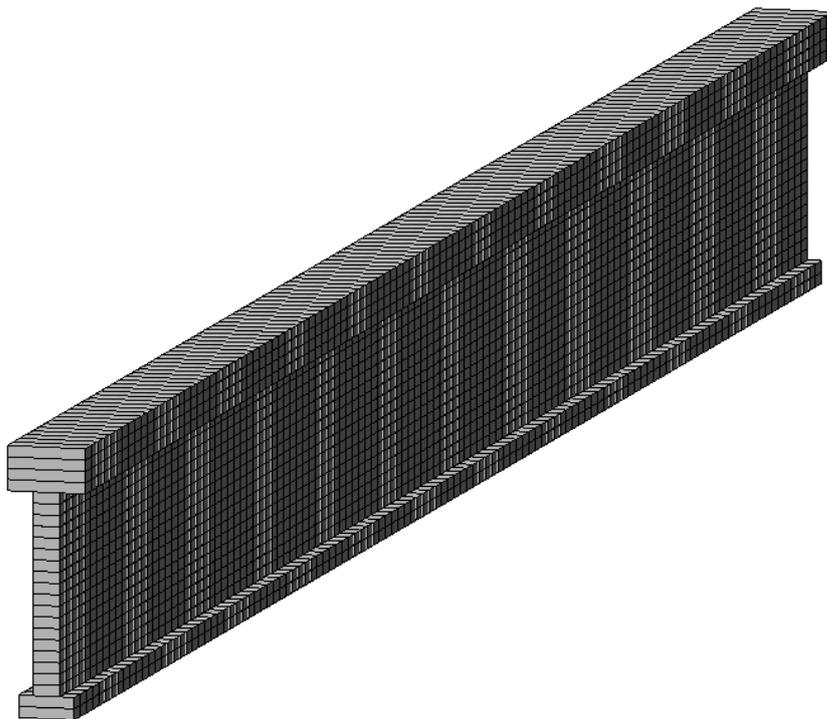
b-шаг-4.5м

q-нагрузка [кг/м²] -750

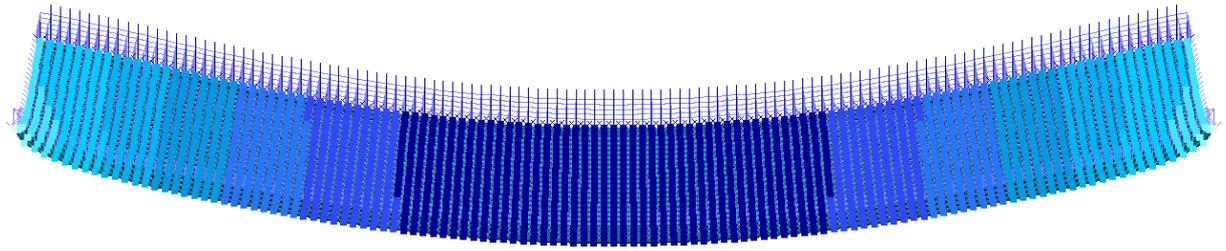
Создаем в ПК Лира ортотропную расчетную модель из конечных элементов оболочки (44 тип - универсальный 4-узловой КЭ оболочки) и задаем жесткостью 3х пластин, добавили связи на крайних нижних опорах, задали нагрузку и собственный вес:



Zv



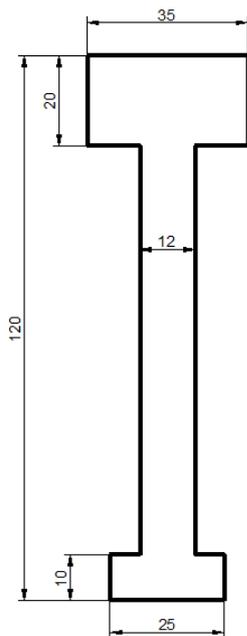
Выполнив расчет - получили:



Максимальные узловые перемещения по оси $Z=5\text{см}$.

Нормальные максимальные изгибные напряжения в середине пролета $N_z=130\text{кг/см}^2 \leq R_u = 130\text{ кг/см}^2$ - условие выполнено.

3. Объемная трансверсально-изотропная модель

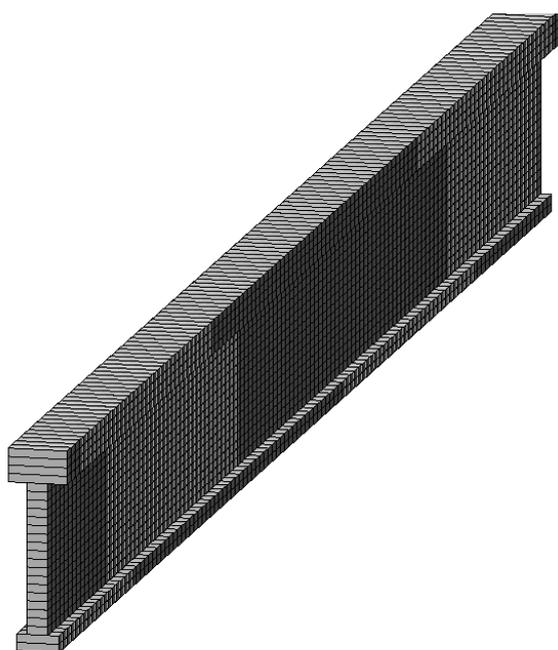
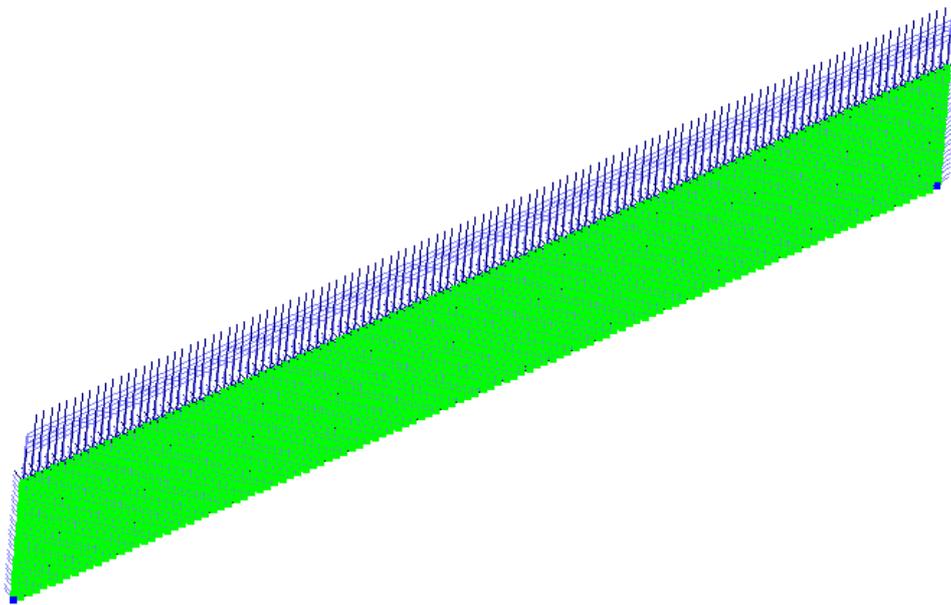


L – пролет – 12 м

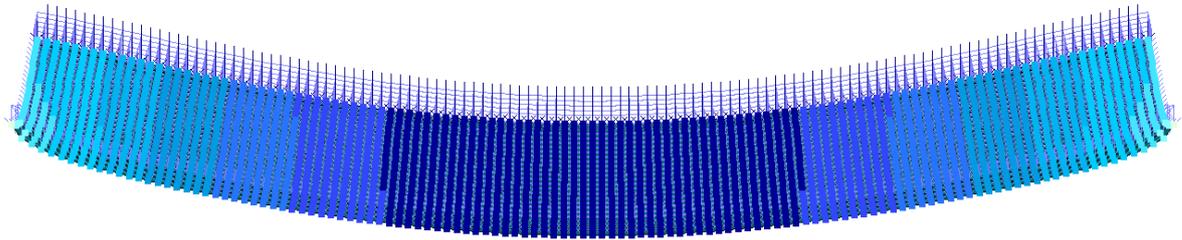
b – шаг – 4.5 м

q – нагрузка $[\text{кг/м}^2]$ – 750

Создаем в ПК Лира объемную трансверсально-изотропную расчетную модель из конечных элементов изопараметрической оболочки (44 тип - универсальный 4-узловой КЭ оболочки) и задаем жесткостью 3х пластин, добавили связи на крайних нижних опорах, задали нагрузку и собственный вес:



Выполнив расчет - получили:



z
└─y

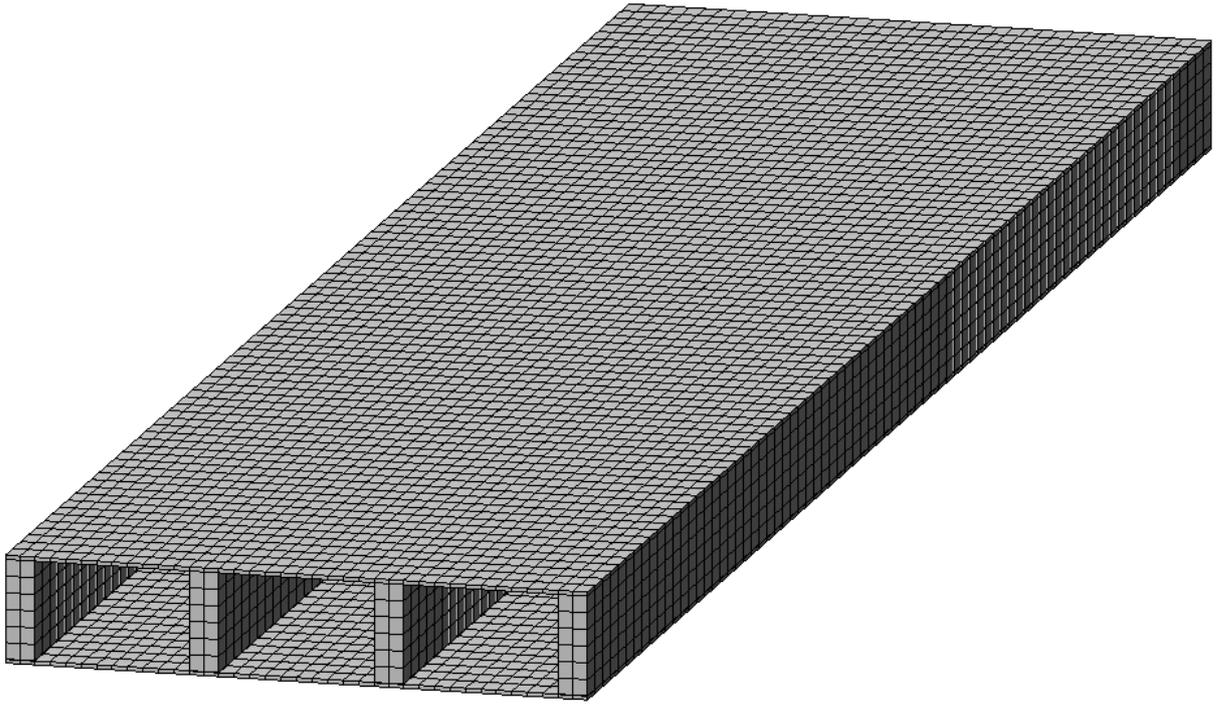
Максимальные узловые перемещения по оси $Z=5\text{см}$.

Нормальные максимальные изгибные напряжения в середине пролета
 $N_z=130\text{кг/см}^2 \leq R_u = 130\text{ кг/см}^2$ - условие выполнено.

Вывод: в первой задаче перемещения и нормальные изгибные напряжения оказываются меньше, чем в двух других, так как в двух последующих задачах учли анизотропию жесткости.

Задание №2

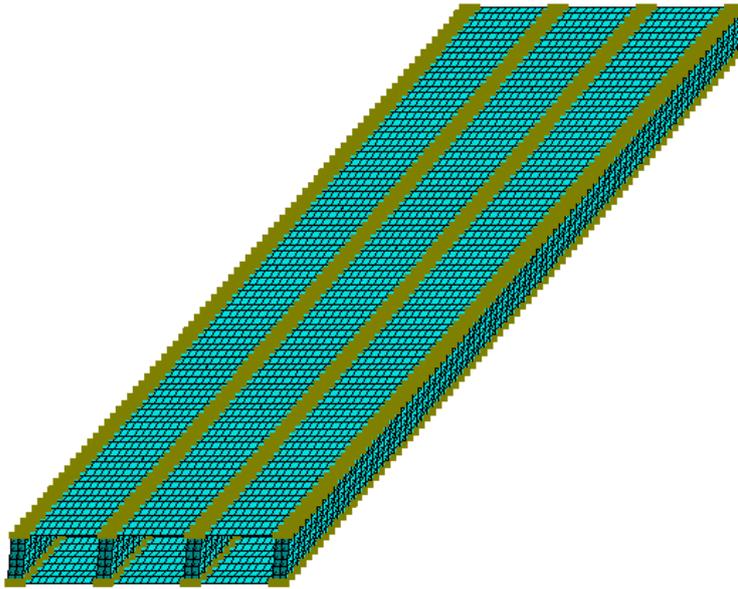
По исходным данным создать расчетную модель клеефанерных ребристых панелей покрытия, состоящие из продольных несущих деревянных ребер и верхних и нижних несущих фанерных обшивок.



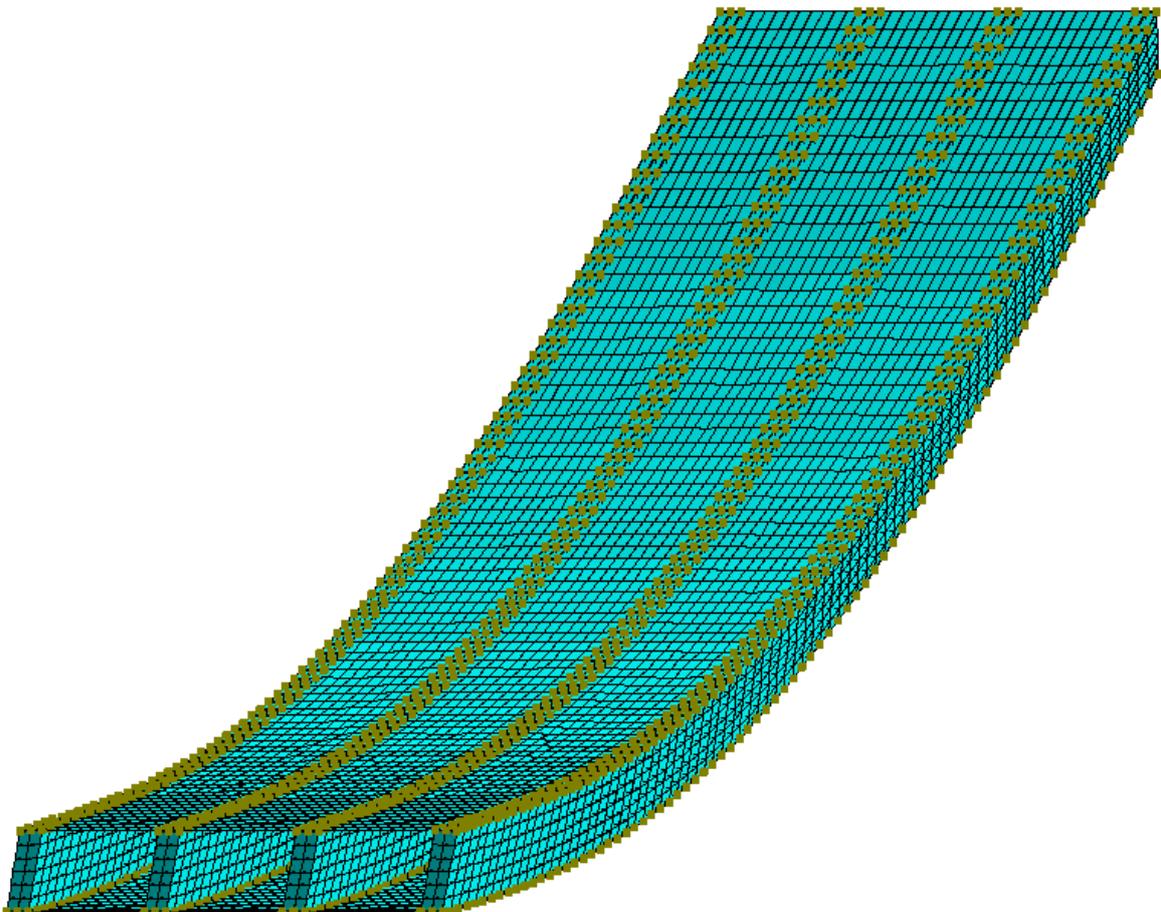
l – пролет = 8м; b – ширина = 2м; q – полезная нагрузка = $600 \left[\frac{\text{КГ}}{\text{М}^2} \right]$;

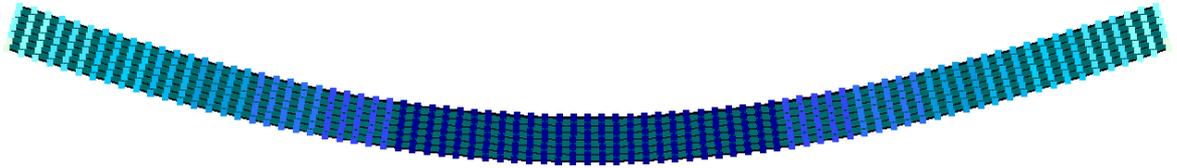
$$h_{\text{пан.}} = \left(\frac{1}{25} - \frac{1}{35} \right) l = 0,32\text{м}; t_{\text{в}} = 0,012\text{м}; h_{\text{р}} = 0,298\text{м}; b_{\text{р}} = 0,1\text{м}; t_{\text{н}} = 0,01\text{м}$$

Фанерные обшивки моделируем конечными элементами оболочки (44 тип - универсальный 4-узловой КЭ оболочки). Нижнюю растянутую обшивку принимаем с толщиной меньше на 1 модуль по сравнению с верхней обшивкой. Деревянные ребра моделируем пространственными изопараметрическими конечными элементами (36 тип - универсальный пространственный 8-узловой изопараметрический КЭ). Клеевое соединение фанерных обшивок с деревянными ребрами моделируем процедурой "объединение перемещений". Для фанерных обшивок задаем жесткость как для ортотропного материала, а для деревянных ребер - как для трансверсально-изотропного материала. Задали собственный вес и заданную нагрузку:

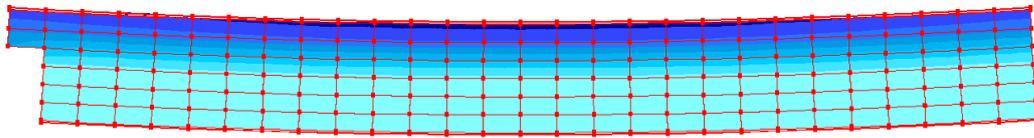


Выполнив расчет - получили:





Z
Y



Z
Y

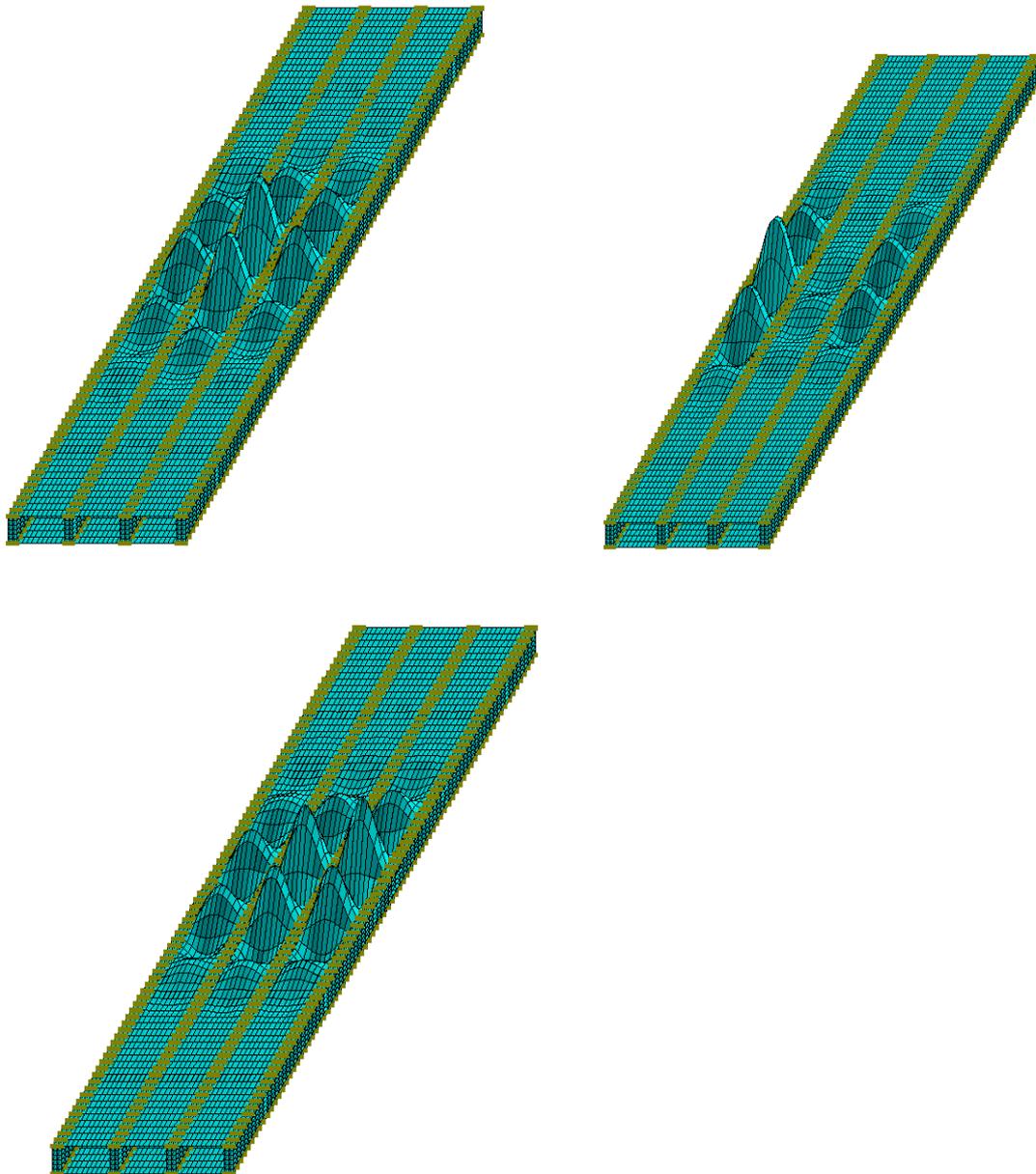
Максимальные узловые перемещения по оси Z=6,24см.

Нормальные максимальные изгибные напряжения в середине пролета $N_z=118 \text{ кг/см}^2 \leq R_u = 130 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено.

Далее, выполнив расчет на устойчивость получили 6 форм потери устойчивости с соответствующими коэффициентами:

$$k_1 = 2.133 - \min; k_2 = 2,134; k_3 = 2,135; k_4 = 2,138; k_5 = 2,143; k_6 = 2,144 - \max.$$

Так как $k > 1$, следовательно, устойчивость обеспечена.



Касательные напряжения: $\tau_{xz} = 10.1 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 30 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$;

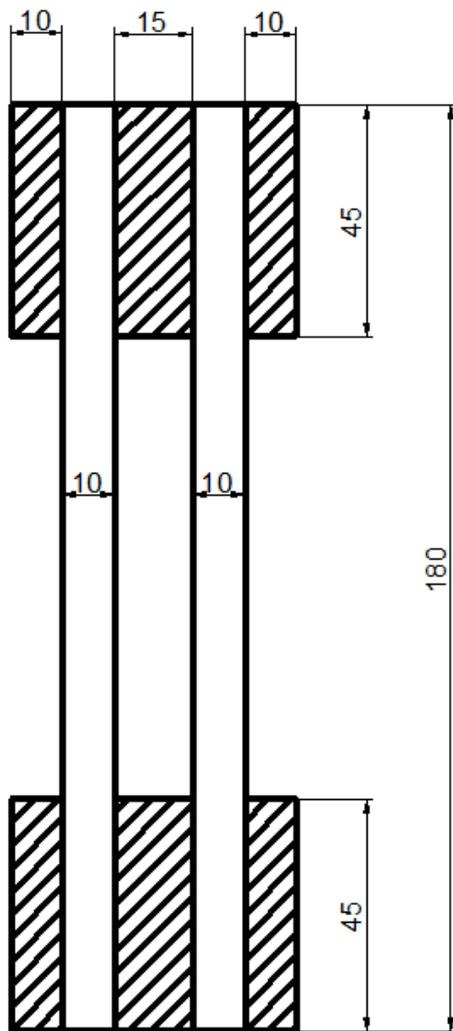
$$\tau_{xy} = 0.155 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 30 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} ; \tau_{yz} = 10,1 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 30 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} .$$

Вывод: Для данной расчетной модели клефанерной ребристой панели перекрытия, результаты по перемещениям, по нормальным изгибным напряжениям проходят в соответствии с допустимыми нормами. На устойчивость балка так же работает нормально, $k > 1$.

Задание №3

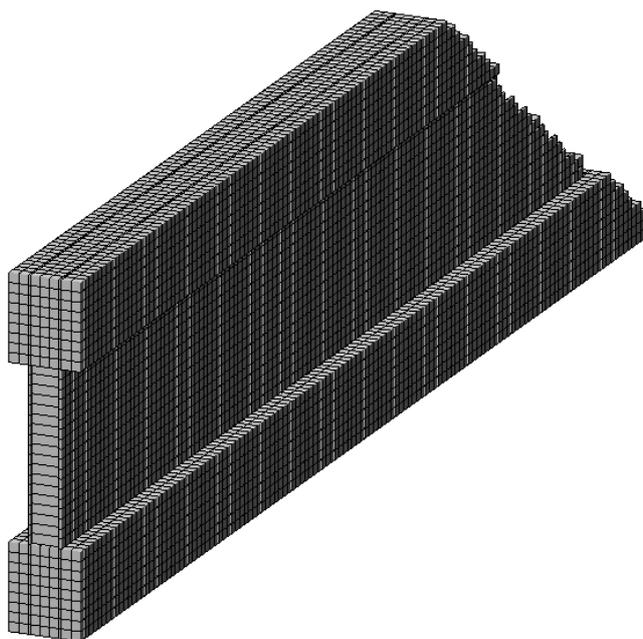
На основе исходных данных создать пространственную расчетную модель клефанерной балки покрытия здания. По результату расчета оценить:

1. Прогибы;
2. Максимальные нормальные изгибные напряжения в поясах;
3. Максимальные скалывающие напряжения (в уровне нейтральной оси фанерной стенки и в местах сопряжения с деревянными поясами)
4. Оценить результаты расчета на устойчивость.

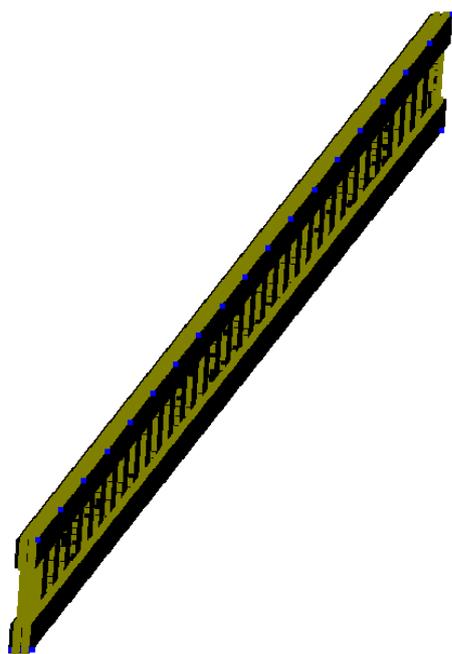


L - пролет - 18 м
b - шаг - 5 м
h_д = 1.8 м
q - нагрузка - 700 кг/м²
t_{см} = 0,1 см
h_п = 0.45 м

Фанерные стенки моделируем 4-узловыми конечными элементами, а деревянные пояса - 8-узловыми пространственными изопараметрическими конечными элементами. Шаг разбиения (дискретизация) деревянных поясов, а так же фанерных стенок (по высоте сечения и по длине пролета) принимаем = 5 см. При задании жесткостных характеристик учитываем анизотропию жесткости фанеры древесины.

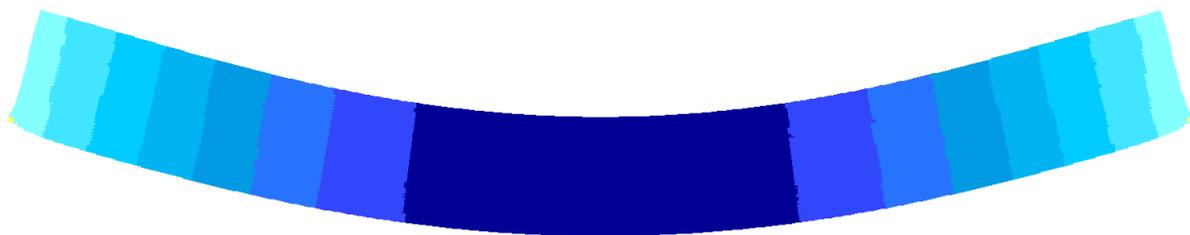


Расчетная модель будет выглядеть следующим образом:



Добавив заданную нагрузку, собственный вес и поставив связи, проведем расчет - получим следующие результаты:

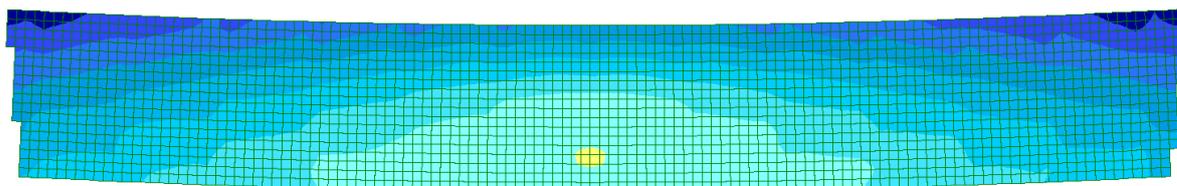
1. Прогибы



Максимальные узловые перемещения по оси Z=5,59 см.

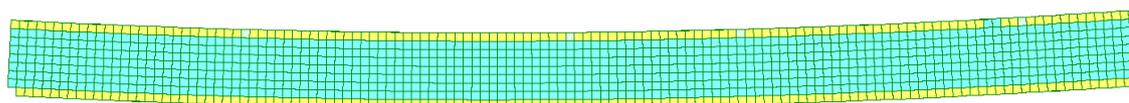
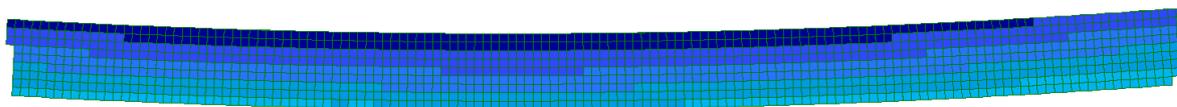
2. Максимальные нормальные изгибные напряжения:

а) в стенках:



Нормальные максимальные изгибные напряжения в середине пролета стенок $N_z=89 \text{ кг/см}^2 \leq R_u = 130 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено.

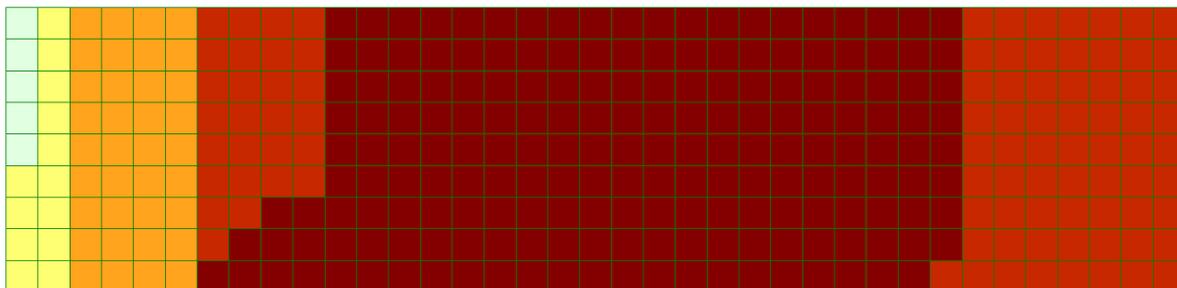
б) на поясах:



Нормальные максимальные изгибные напряжения в середине пролета поясов $N_z = 121 \text{ кг/см}^2 \leq R_u = 130 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено.

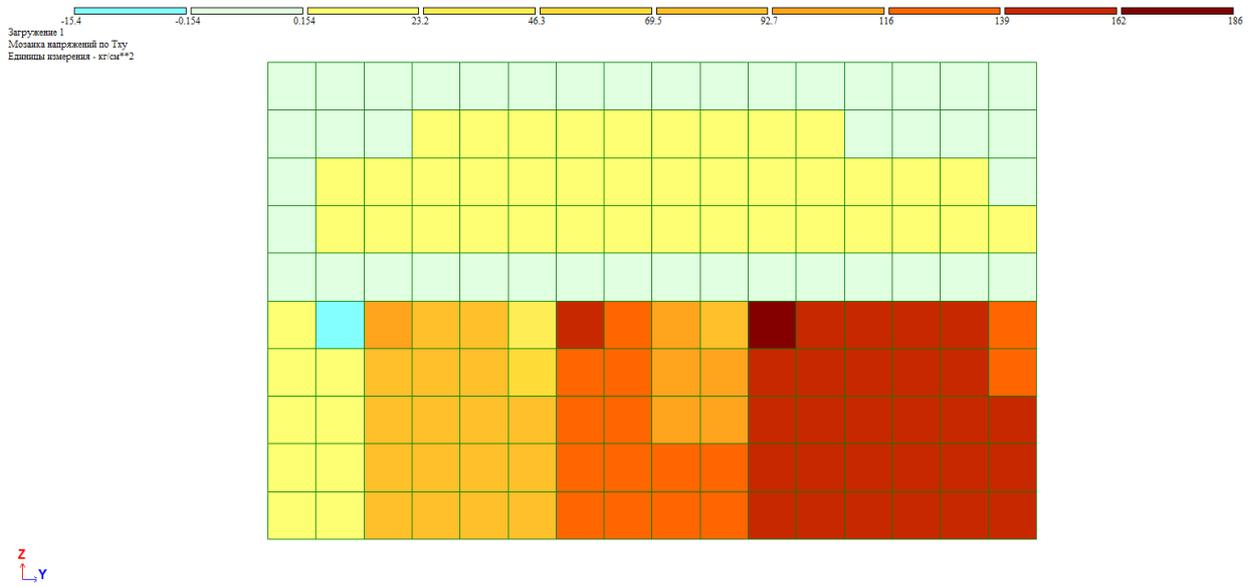
3. Максимальные скалывающие напряжения:

а) в уровне нейтральной оси фанерной стенки:



$\tau_{xy} = 148 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 30 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ - условие не выполнено;

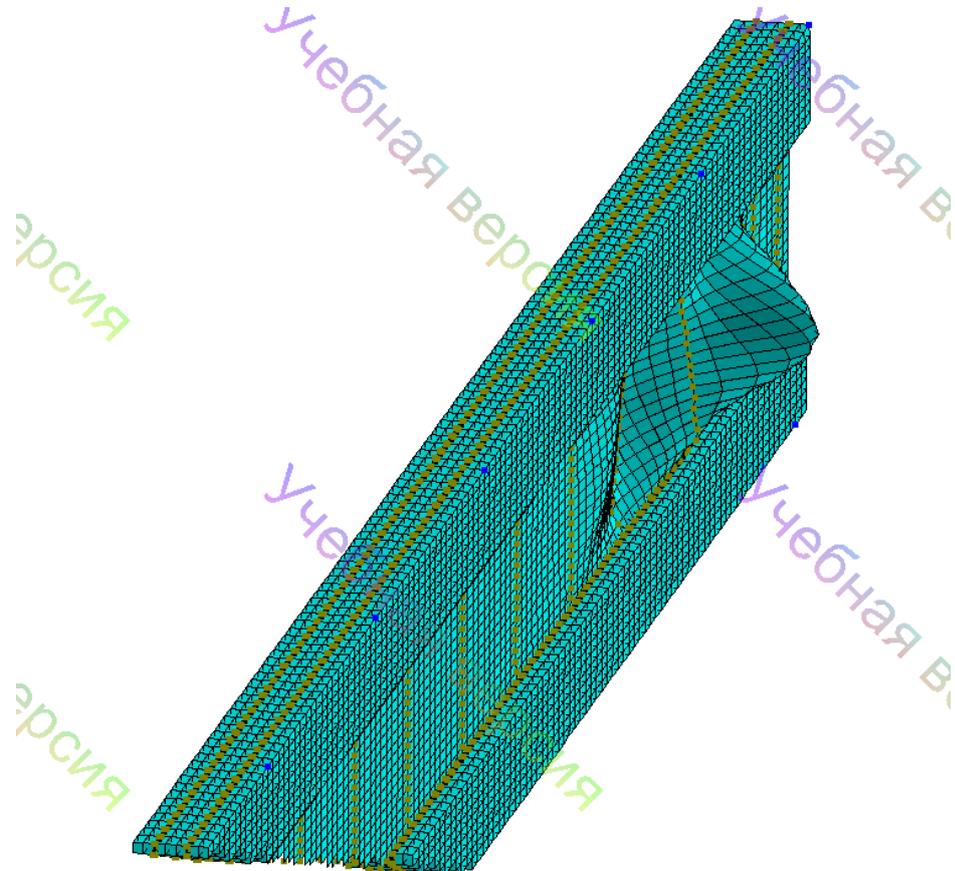
б) в месте сопряжения с деревянным поясом:

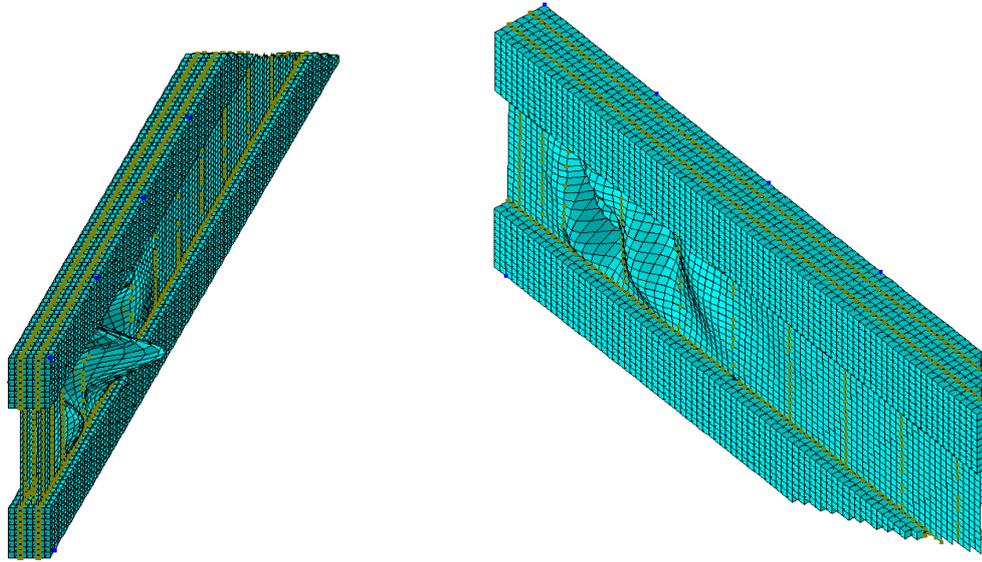


$$\tau_{xy} = 186 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 30 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} - \text{условие не выполнено};$$

4. Расчет на устойчивость:

$$k_1 = 2.24675 > 1 - \text{устойчивость обеспечена}$$



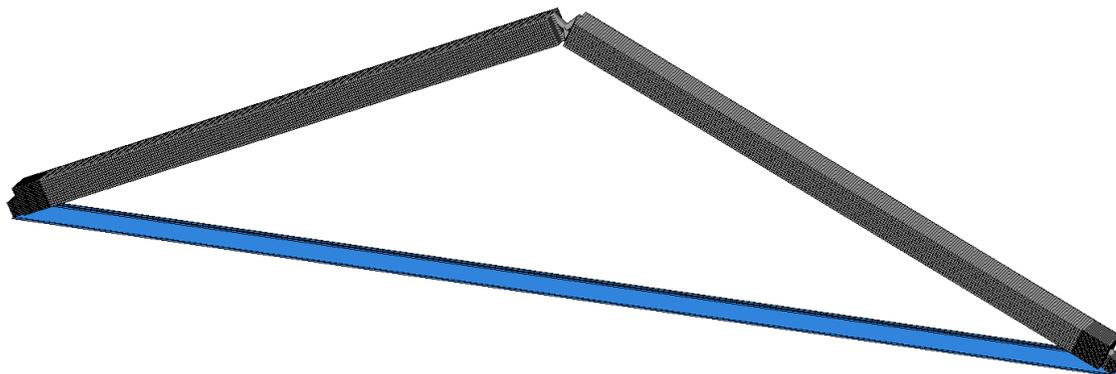


Вывод: Данная балка перекрытия плохо работает на устойчивость, поэтому необходимо ставить ребра жесткости с шагом 0,5 м, и связи по X на крайнем ребре верхнего пояса балок с шагом 1 м, тем самым повышается устойчивость данной конструкции. Нормальные изгибные напряжения в стенках и на поясах балки не превышают допустимое значение. Максимальные скальвающие напряжения в уровне нейтральной оси фанерной стенки и в месте сопряжения с деревянным поясом превышают допустимые значения – это говорит о том, что в этих местах возникают большие концентрации напряжений.

Задание № 4

На основе исходных данных создать расчетную модель деревянной арки. Выполнить расчет и оценить напряженно-деформируемое состояние в древесине узловой зоне арки.

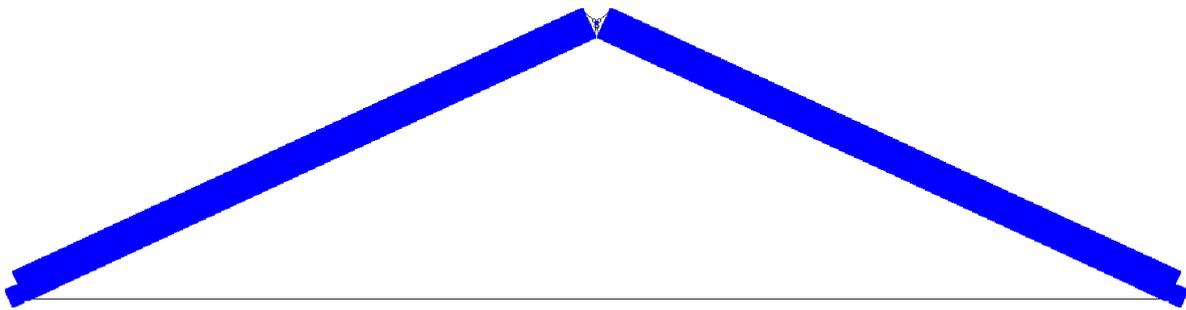
арка.13d



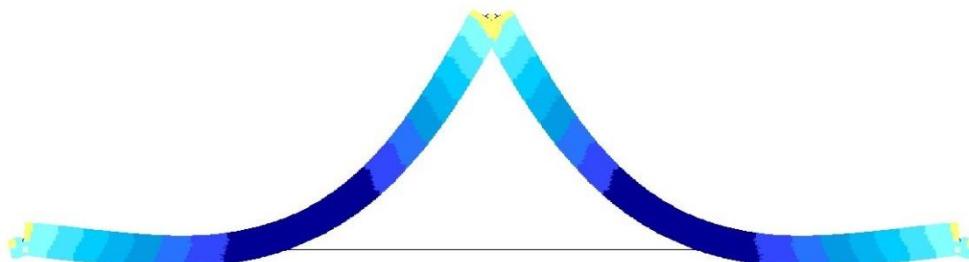
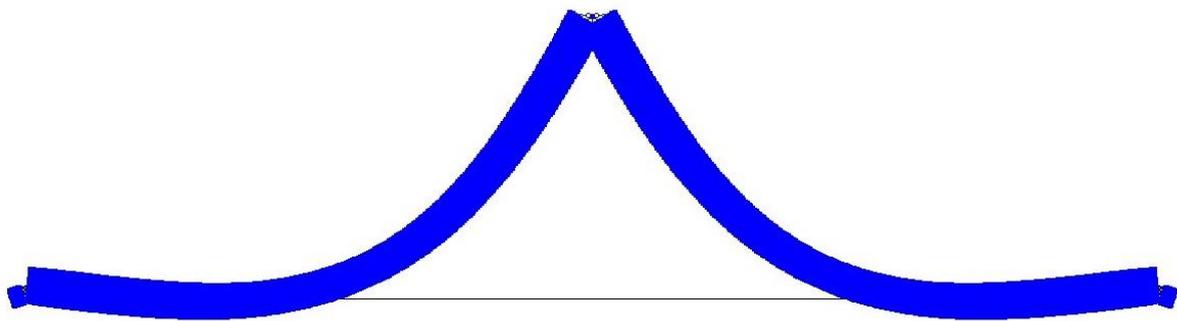
$$l - \text{пролет} = 23 \text{ м}; b - \text{шаг рам} = 4,5 \text{ м}; q - \text{нагрузка} = 1100 \left[\frac{\text{КГ}}{\text{М}^2} \right];$$

$$h = 0,6 \text{ м}; a = 0,14 \text{ м}; \alpha = 25^\circ; f = 5.36 \text{ м}; H = 61 \text{ т}.$$

В модели используем пластинчатые конечные элементы и смоделируем работу опорного узла арки. В качестве распределительной узловой детали на опоре используем условный жесткий металлический штамп, площадь которого подбираем и расчета древесины на смятие вдоль волокон. В контактной зоне штампа-торец деревянного элемента используем специальные 2-узловые конечные металлические элементы односторонней упругой связи. Из одного конца арки до другого протягиваем стержень, заменяет его на стержень пространственной рамы (5 тип) и в качестве жесткости задаем швеллер размерами 400x95x8. На месте соединения двух частей арки ставим узел, далее протягиваем к нему 4 стержня, меняем тип конечного элемента на 4 тип - универсальный пространственный стержневой конечный элемент, к узлу врезаем шарниры. Расчетная схема будет выглядеть следующим образом:

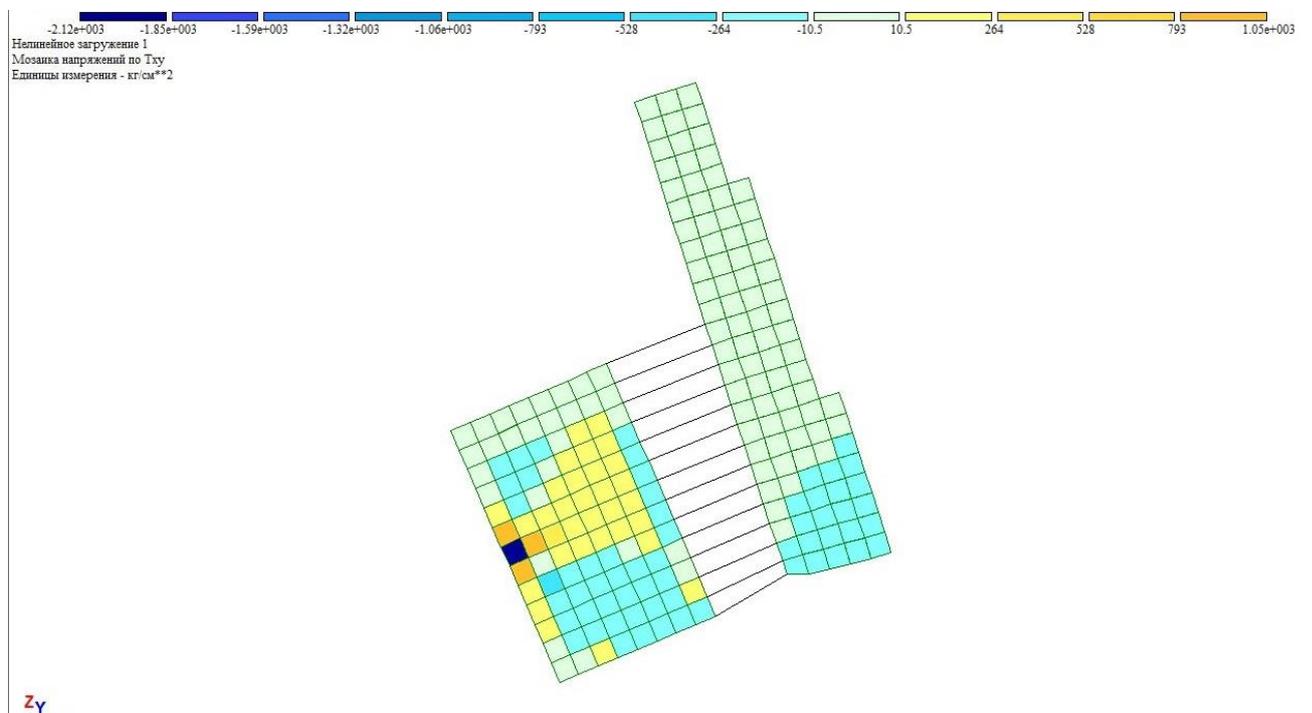
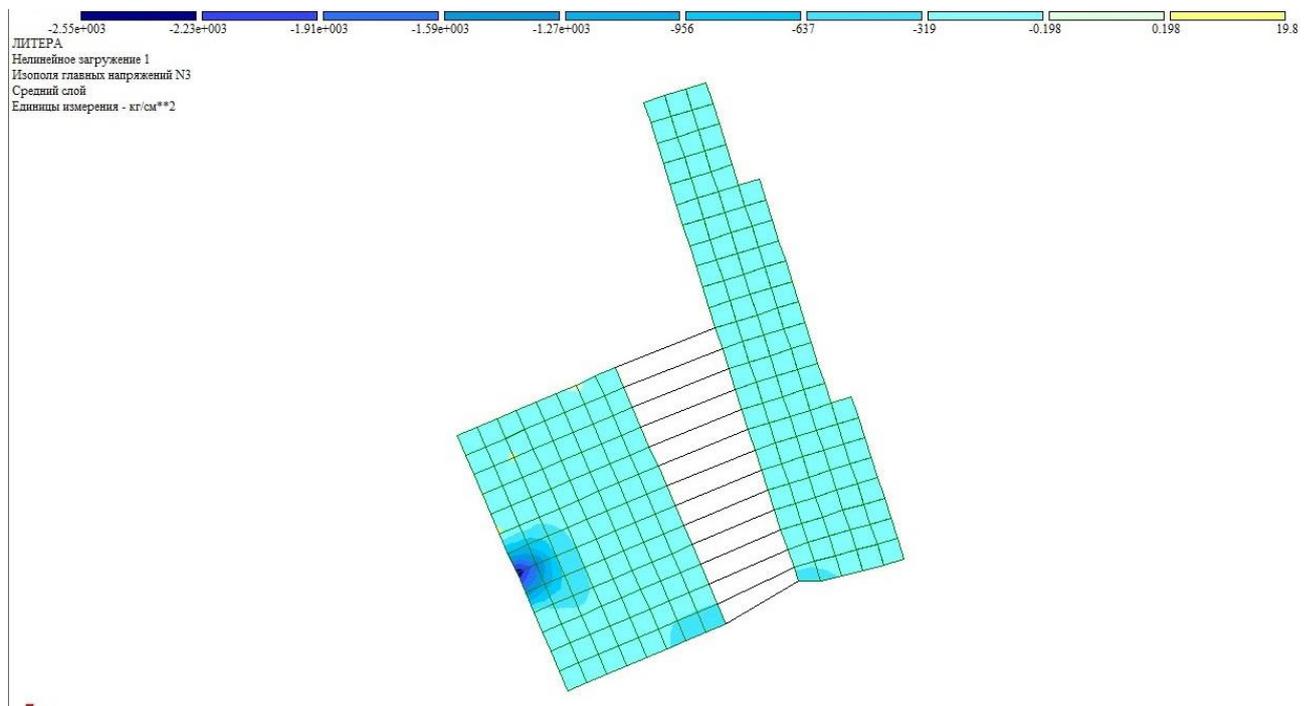


Далее добавляем заданную нагрузку и собственный вес, ставим связи и производим расчет, получаем:



Максимальные узловые перемещения по оси Z=9,63 см.

Максимальные нормальные и касательные напряжения в опорной зоне арки



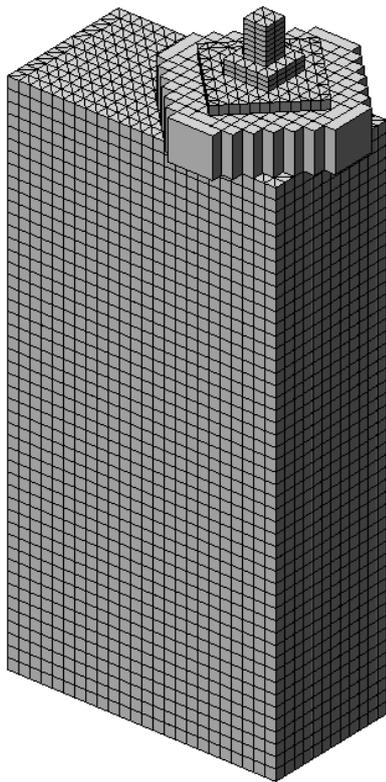
Вывод: На основе проведенного расчета максимальные нормальные и касательные напряжения в опорной зоне арки превышают допустимое, это говорит о том, что в зоне опорных узлов возникают большие концентрационные напряжения. N1=39.96т; N2=17.54т; в последующих

стержнях опорной зоны арки усилие равно 0, т.е. это говорит о том, что происходит отрыв.

Задание №5

На основе исходных данных создать объемную расчетную модель оголовка деревянной колонны, испытывающего местное давление от опорной реакции вышележащей конструкции покрытия.

Исходные данные



$$l - \text{пролет} = 40 \text{ м}; b - \text{шаг рам} = 6 \text{ м}; q - \text{нагрузка} = 2000 \left[\frac{\text{кг}}{\text{м}^2} \right];$$

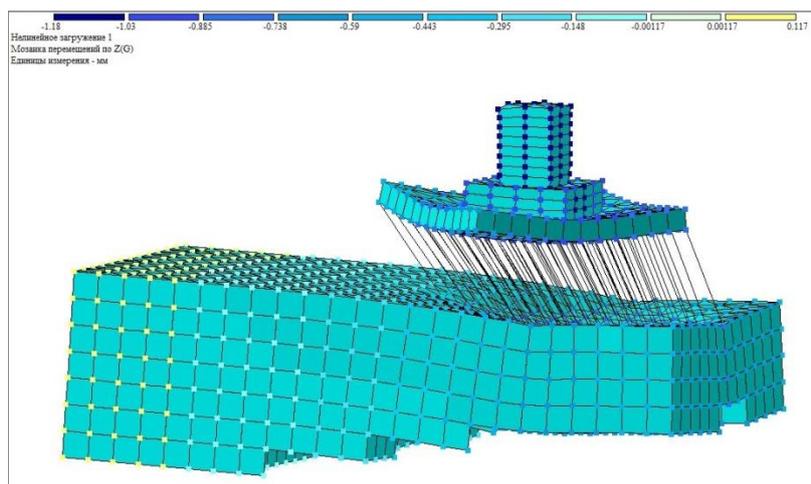
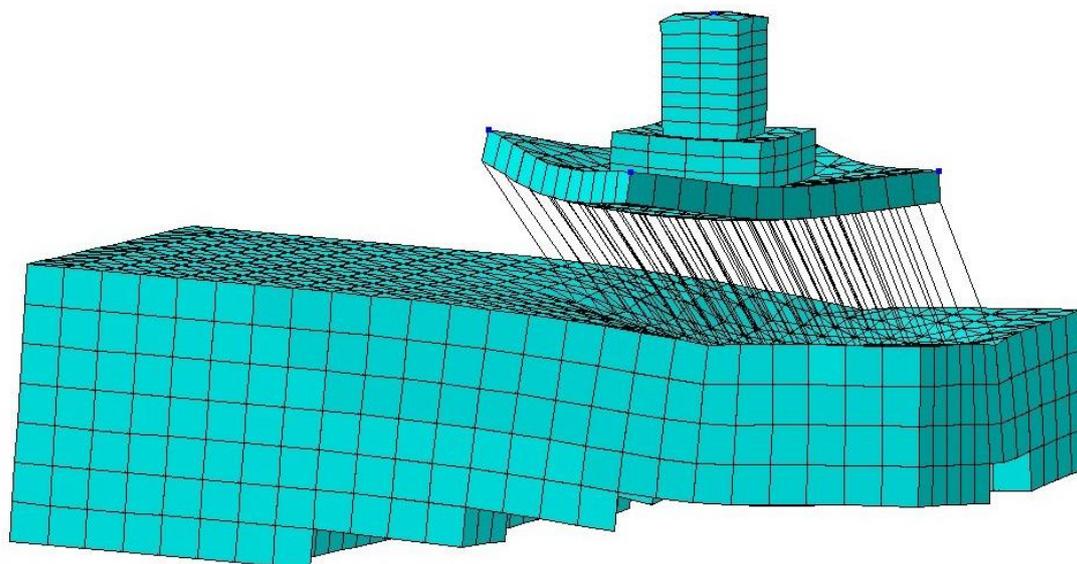
$$h - \text{высота} = 0,6 \text{ м}; b - \text{ширина} = 0,3 \text{ м}; 2h = 1,2 \text{ м};$$

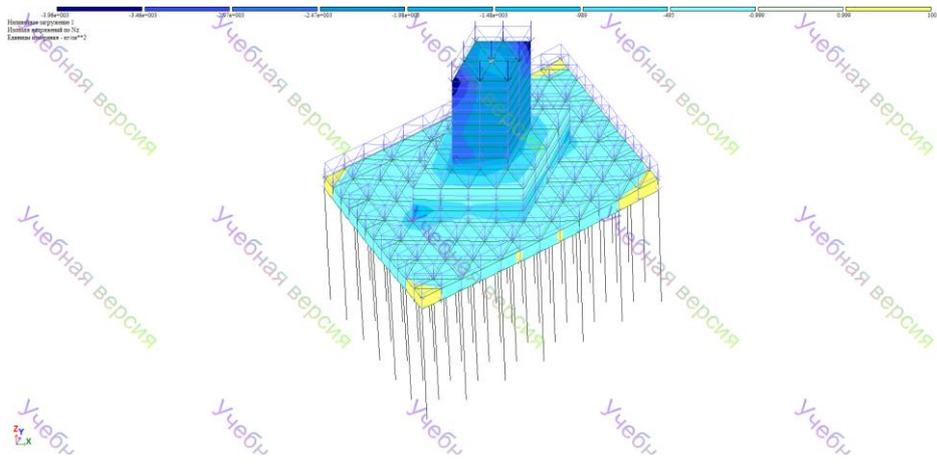
$$R - \text{опорная реакция} = 57,33 \text{ т.}$$

На торце деревянного элемента смоделируем шайбу с переменнo-изгибной жесткостью, параметры которой (конфигурация в плане) подбираем из расчета древесины на смятие вдоль волокон. В случае необходимости будем варьировать толщиной пластины, чтобы добиться исчезновения концентраторов напряжений в древесине, тем самым обеспечим жесткость. На зоне контакта "шайба - древесина" используем 2х-узловые геометрически

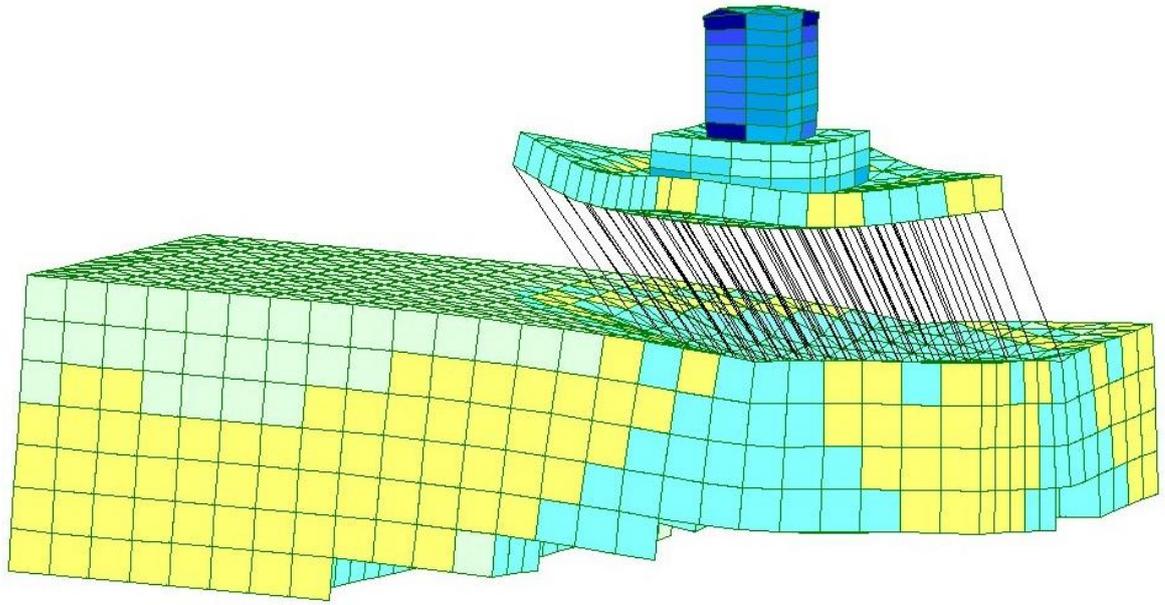
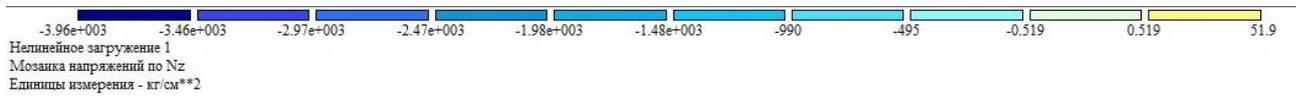
нелинейные конечные элементы упругой односторонней связи на сжатие. учитываем анизотропию древесины. Задав связи, жесткости, назначив нагрузку

и рассчитав, получим следующие результаты:

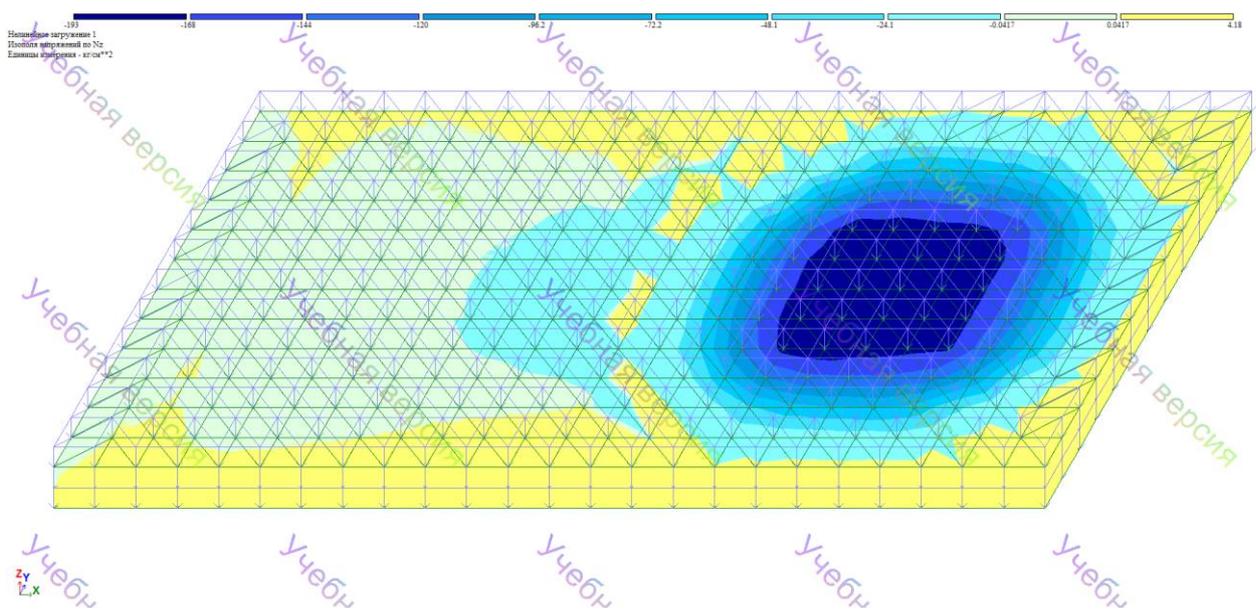
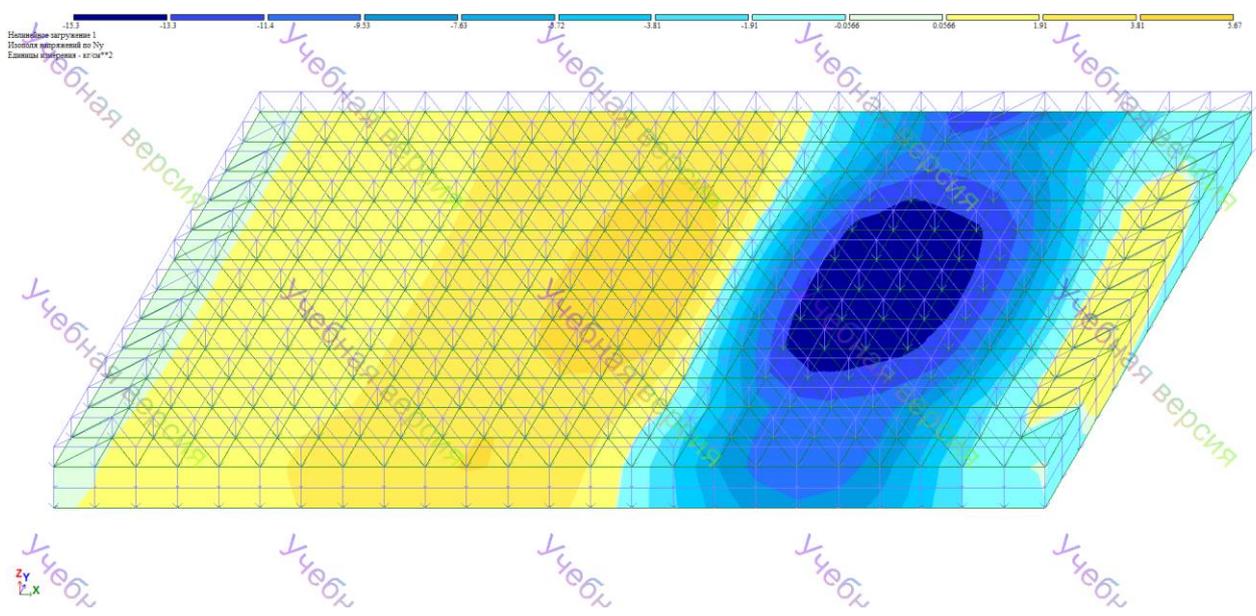
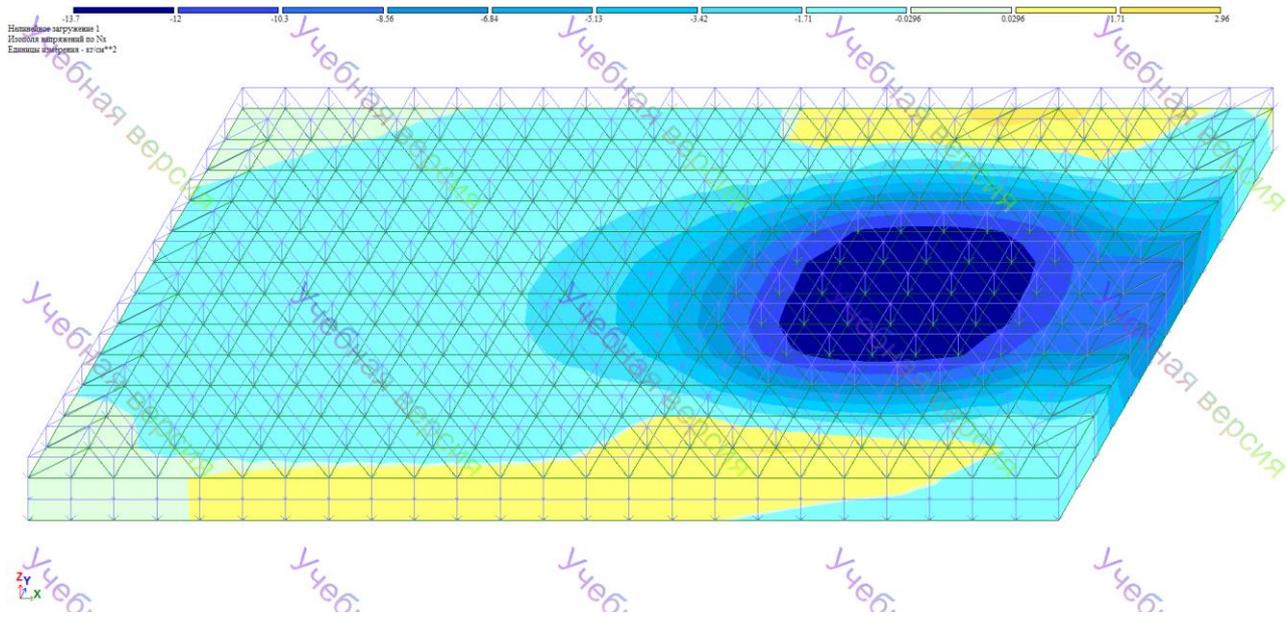


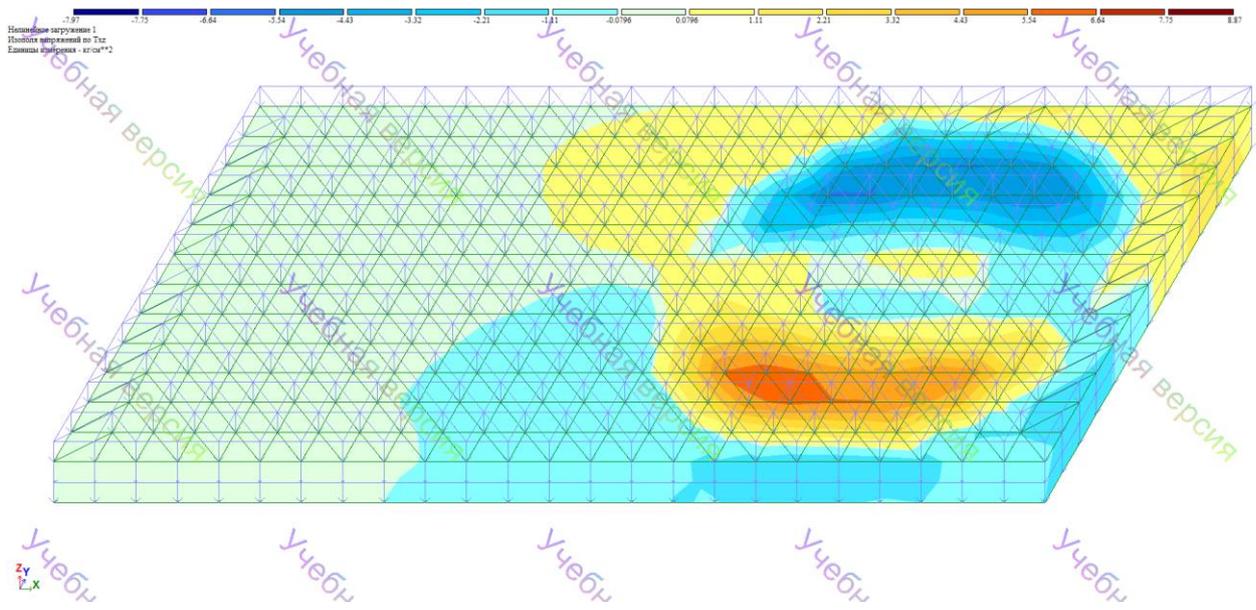
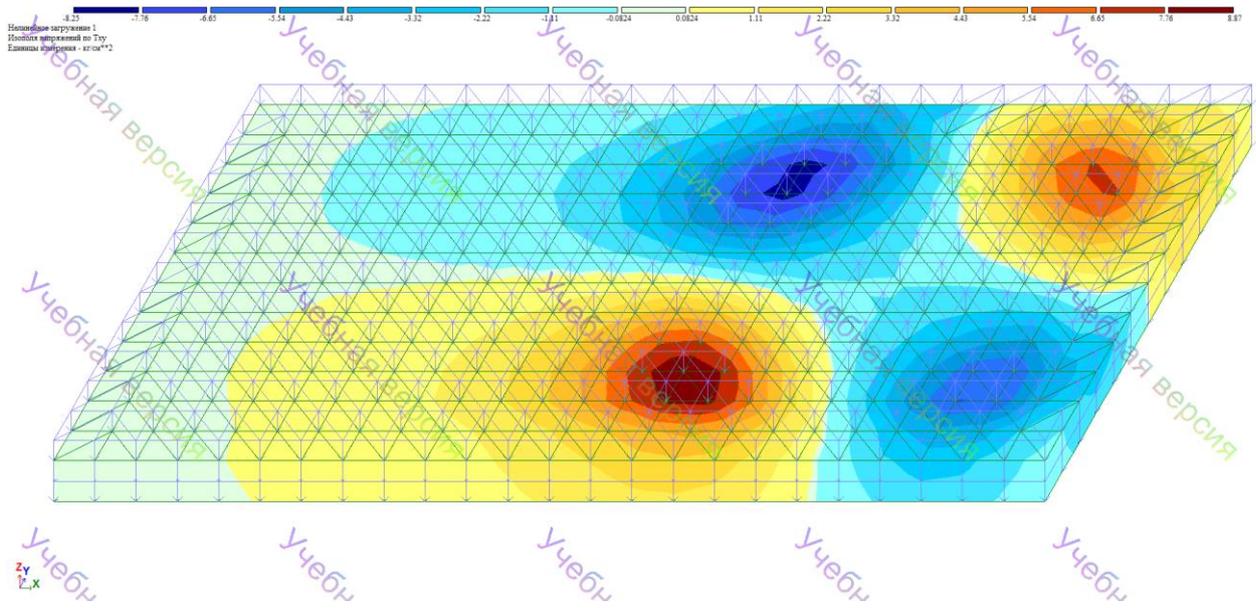


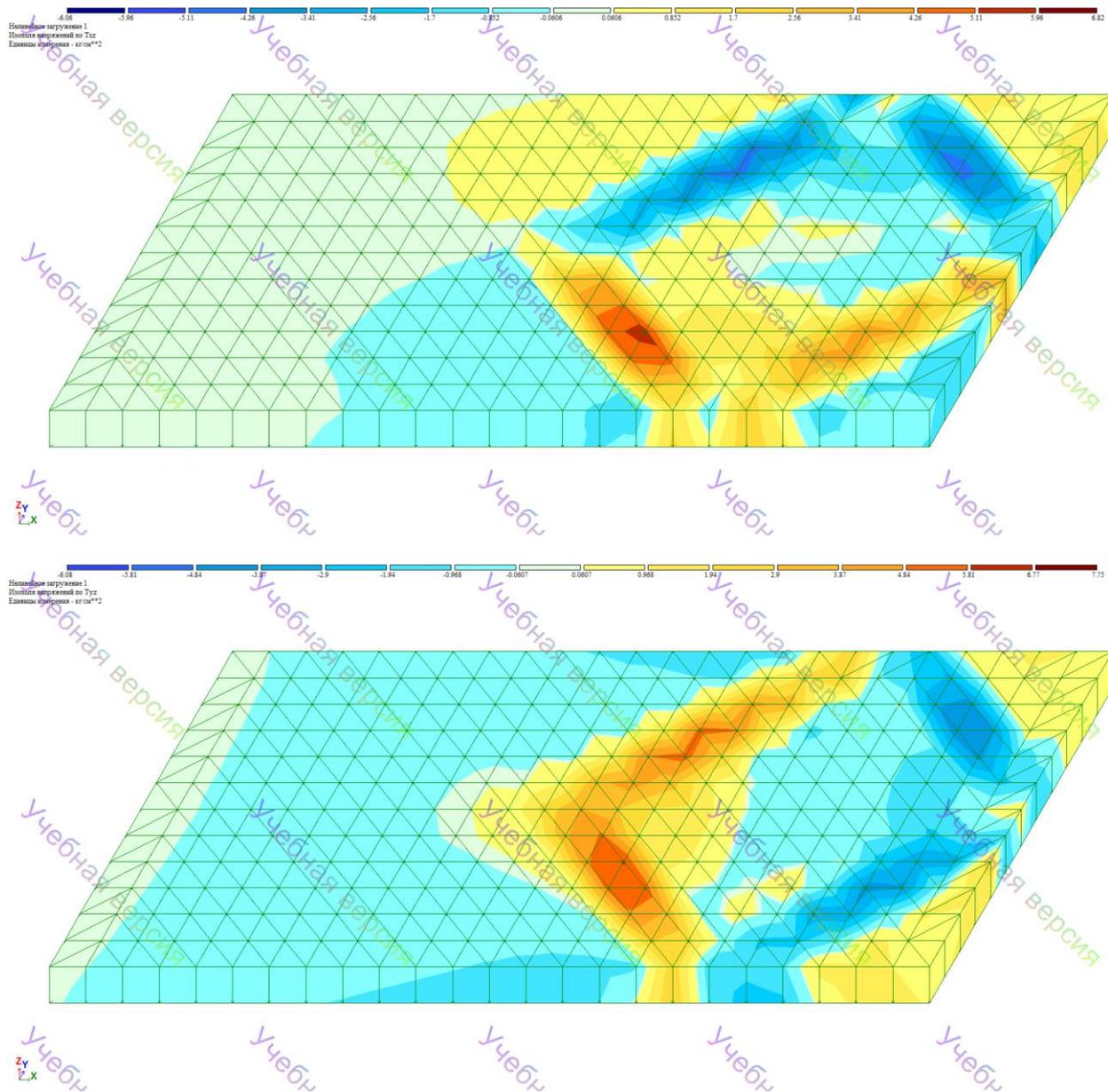
Усилия от главных напряжений:



Мозаики усилий на верхней площадке:



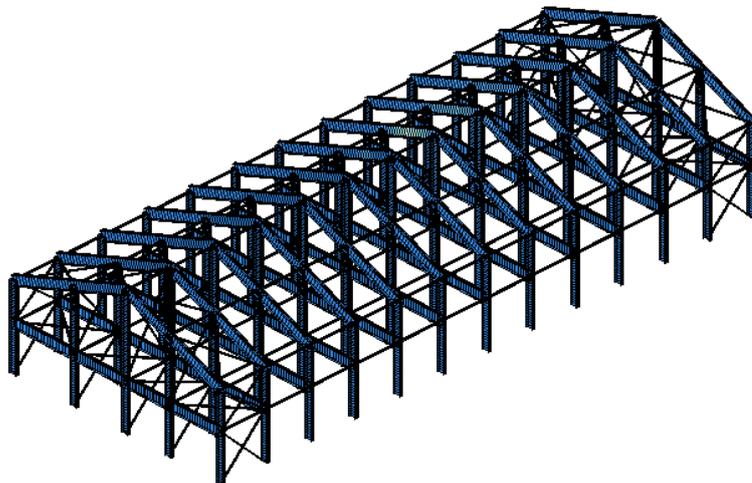




Вывод: Исходя из результатов расчета на зоне контакта «шайба-древесина» происходит исчезновение крайних и промежуточных стержней, т.е. происходил отрыв, добавив толщину маленькой пластинки, при повторном решении отрыв связей происходил, но уже только в крайних стержнях. Перемещения на площадке древесины небольшие 1,18мм, что меньше допустимого. Максимальные изгибные напряжения на верхушке шайбы превышает допустимое – это говорит о концентрации изгибных напряжений, но на самой деревянной площадке нормальные изгибные напряжения не превышают допустимого, так же как и касательные напряжения так же не превышают допустимого значения.

Задание №6

На основе исходных данных создать модель каркаса здания из элементов металлопроката. По результату расчета на сейсмические нагрузки получить формы колебаний и анимацию колебаний здания.

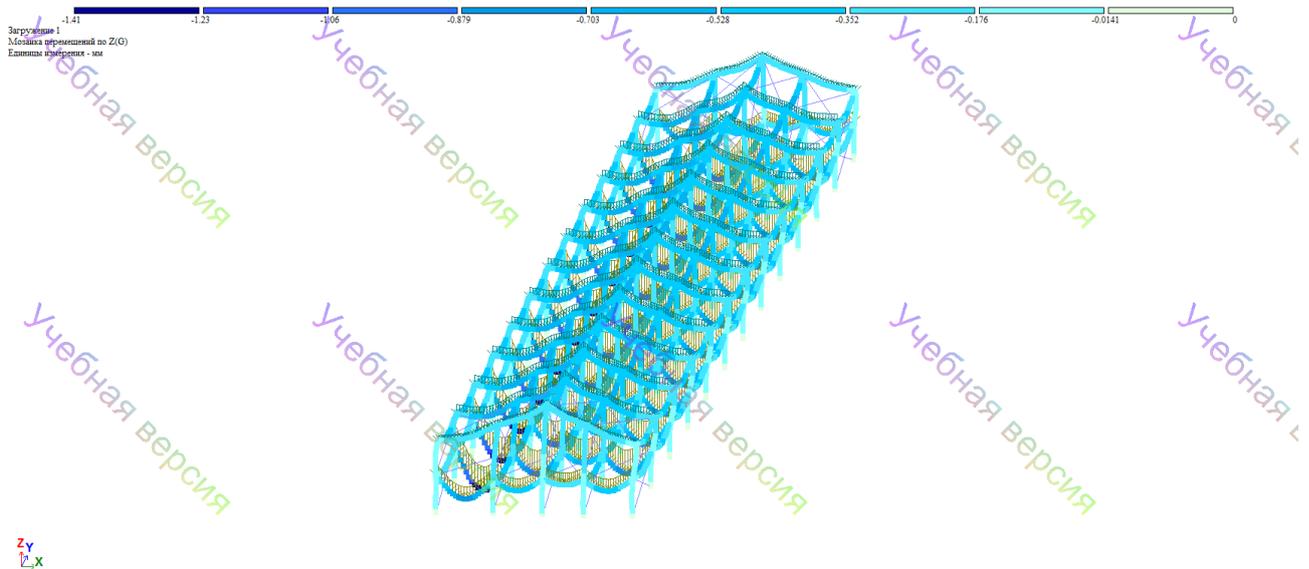


l – длина здания = 60 м; b – шаг рам = 5 м; n – число шагов – 12;

$$q_{\text{пок}} = 400 \left[\frac{\text{КГ}}{\text{М}^2} \right]; q_{\text{пер}} = 950 \left[\frac{\text{КГ}}{\text{М}^2} \right]; H_1 = 5\text{м}; H_2 = 4\text{м}; \alpha^\circ = 20;$$

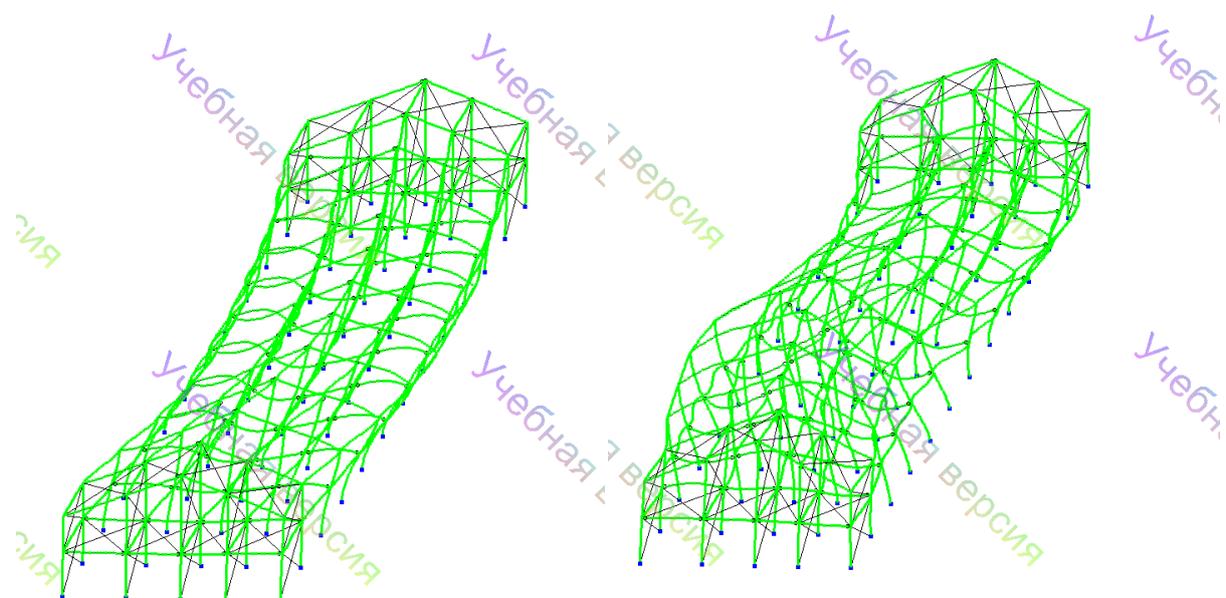
$$l_1 = 7\text{м}; l_2 = 6\text{м}; l_3 = 5\text{м}; l_4 = 6\text{м}.$$

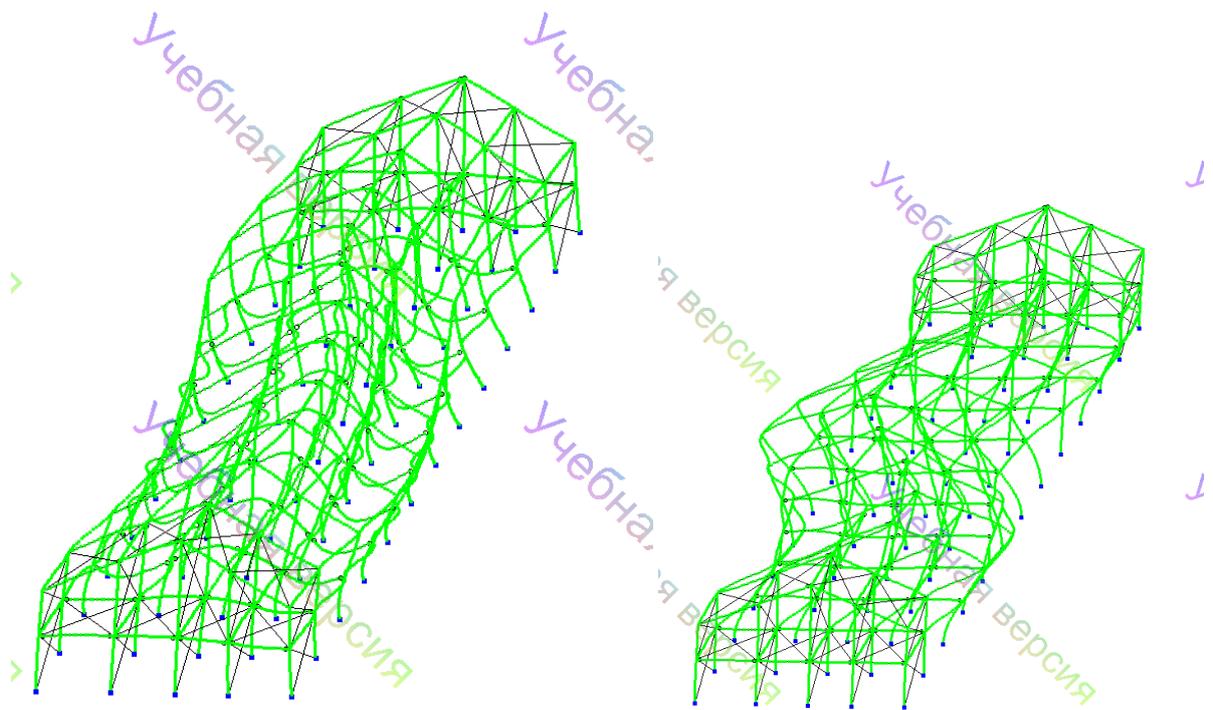
Основные несущие элементы каркаса (стойки, ригели) назначаем по предельной гибкости (предельная гибкость = 120). На основе первого статического нагружения сформируем матрицу масс для второго динамического нагружения. Задав определенные жесткости, врезав шарниры, поставив связи и задав нагрузки, рассчитав, получим следующие результаты:



Максимальные узловые перемещения по оси Z=1,41 мм.

Так же вместе с основным расчетом был произведен расчет на сейсмостойкость. Формы потери устойчивости получились следующие:





Вывод: Исходя из расчета на сейсмические нагрузки, получили формы потери устойчивости, следовательно, данная модель каркаса здания теряет устойчивость при динамических воздействиях. Чтобы избежать большую потерю устойчивости необходимо провести мероприятия по повышению сейсмостойкости данного каркаса здания.

Задание №7

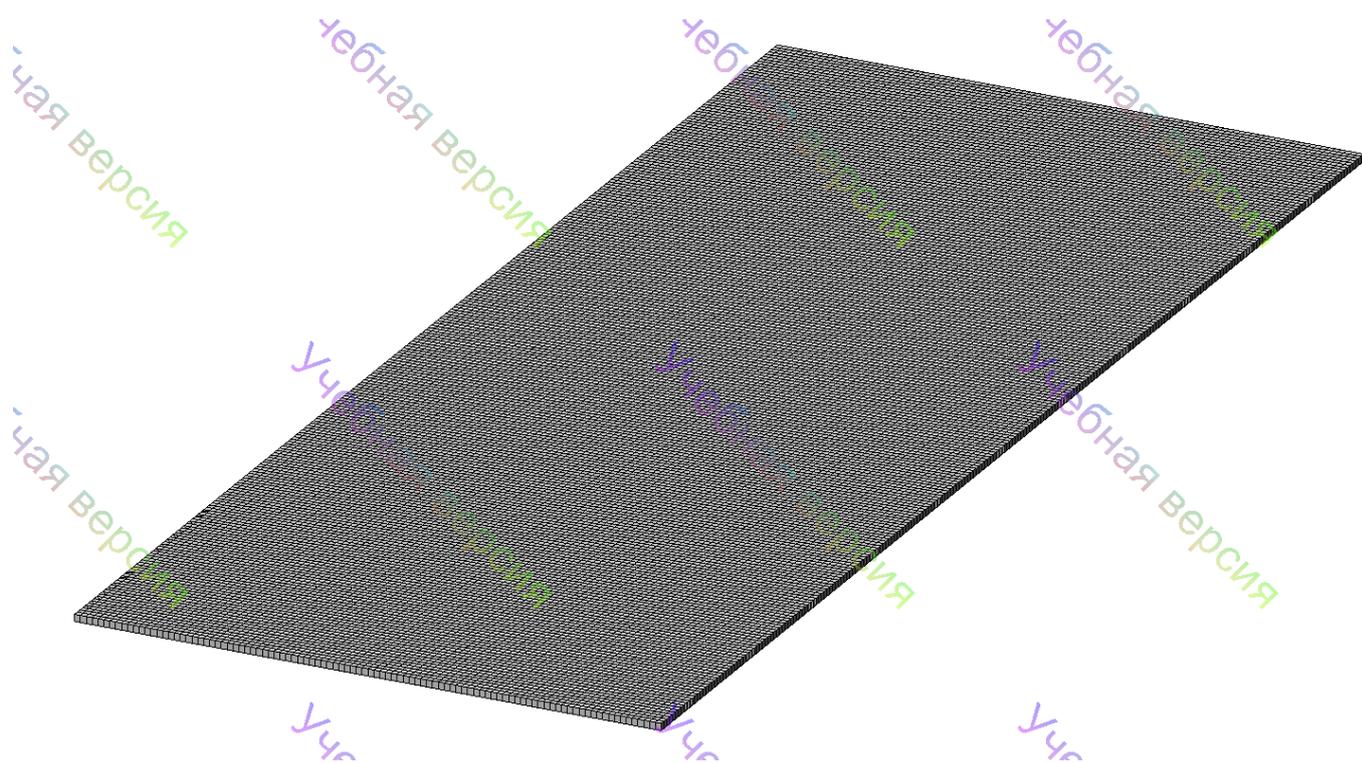
На основе исходных данных создать пластинчатую модель стального настила.

Выполнить 2 варианта расчета:

1. Настил имеет обычное шарнирное опирание на балки настила.
2. Настил приварен к балкам настила (расчет выполнен с учетом геометрической нелинейности)

По результатам расчета сравнить напряжения и деформации.

Первый вариант расчета:

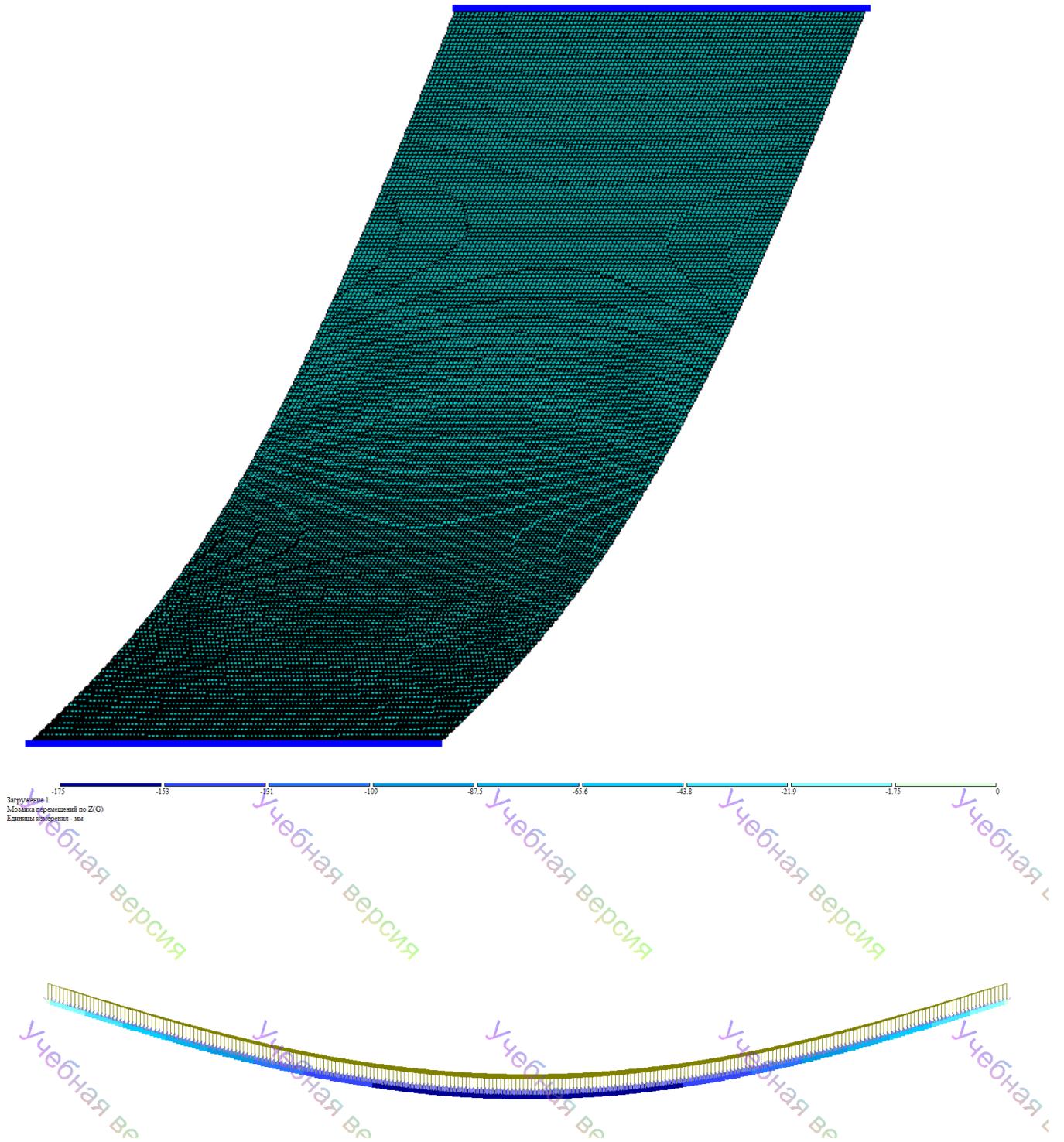


$$l = 2.5\text{м}; q = 900 \text{ кг/м}^2; t_n = 12\text{мм}; b = 1\text{м}.$$

Расчетная модель:

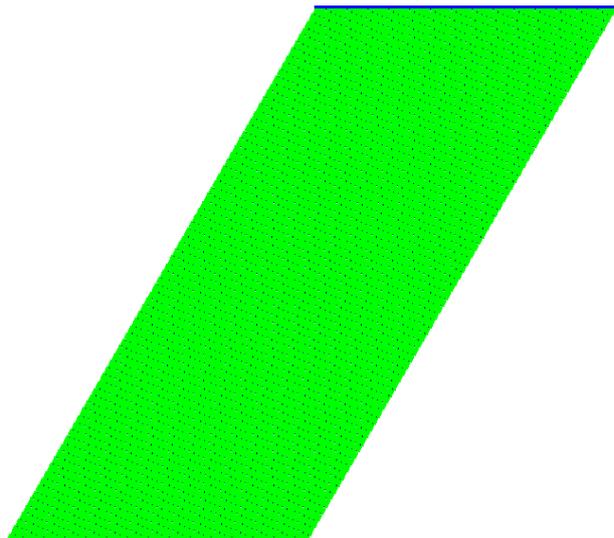
A 2D perspective view of a rectangular plate, colored bright green. The plate is oriented diagonally. The bottom edge is highlighted with a blue line, representing a support. The image is overlaid with diagonal watermarks in purple and green, including the text 'Учебная версия' and 'Учб'.	<p>Создаем в ПК Лира расчетную модель из конечных элементов оболочки (44 тип - универсальный 4-узловой КЭ оболочки) и задаем жесткостью 1ой пластины, добавили связи на крайних опорах, задали нагрузку и собственный вес.</p>
---	--

Выполнив расчет - получили:

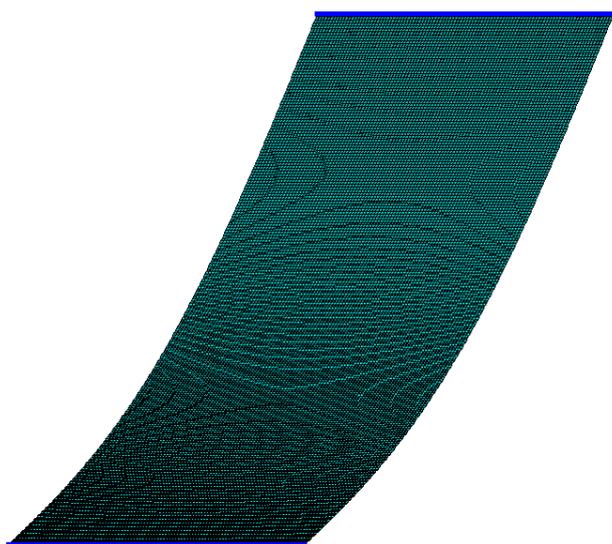


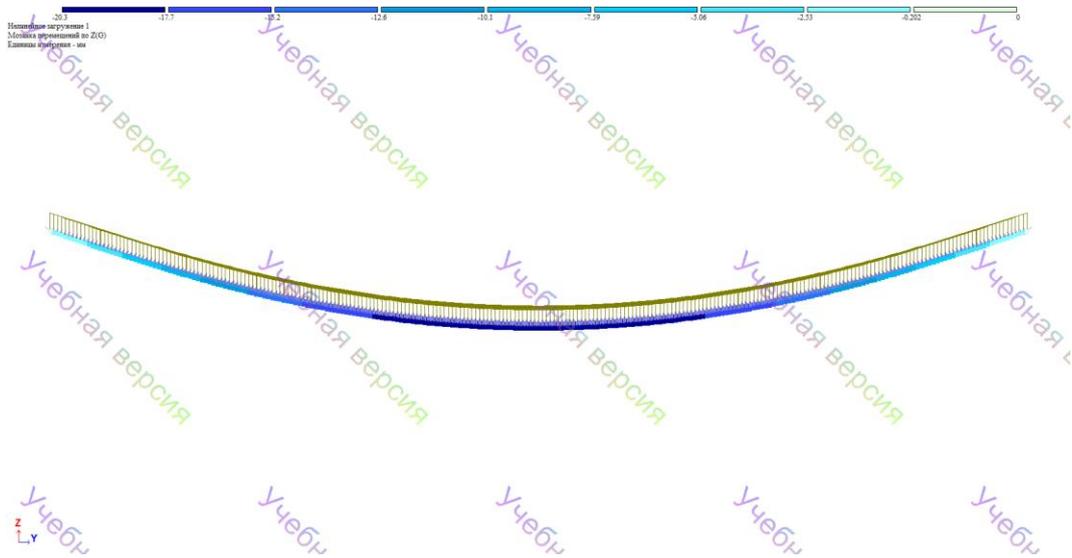
- 1) Перемещения по оси $Z=175\text{мм}$;
- 2) Напряжения $N_1^{max} = 3014 \text{ кг/см}^2$.

Второй вариант расчета:

	<p>Сменим 44 конечный элемент на 344 - геометрически нелинейный универсальный четырехугольный конечный элемент оболочки, и на 342 - геометрически нелинейный универсальный треугольный конечный элемент оболочки, поменяли жесткость в соответствии с конечными элементами оболочки, задаем собственный вес, связи, нагрузка без изменения.</p>
--	---

Выполнив расчет - получили:



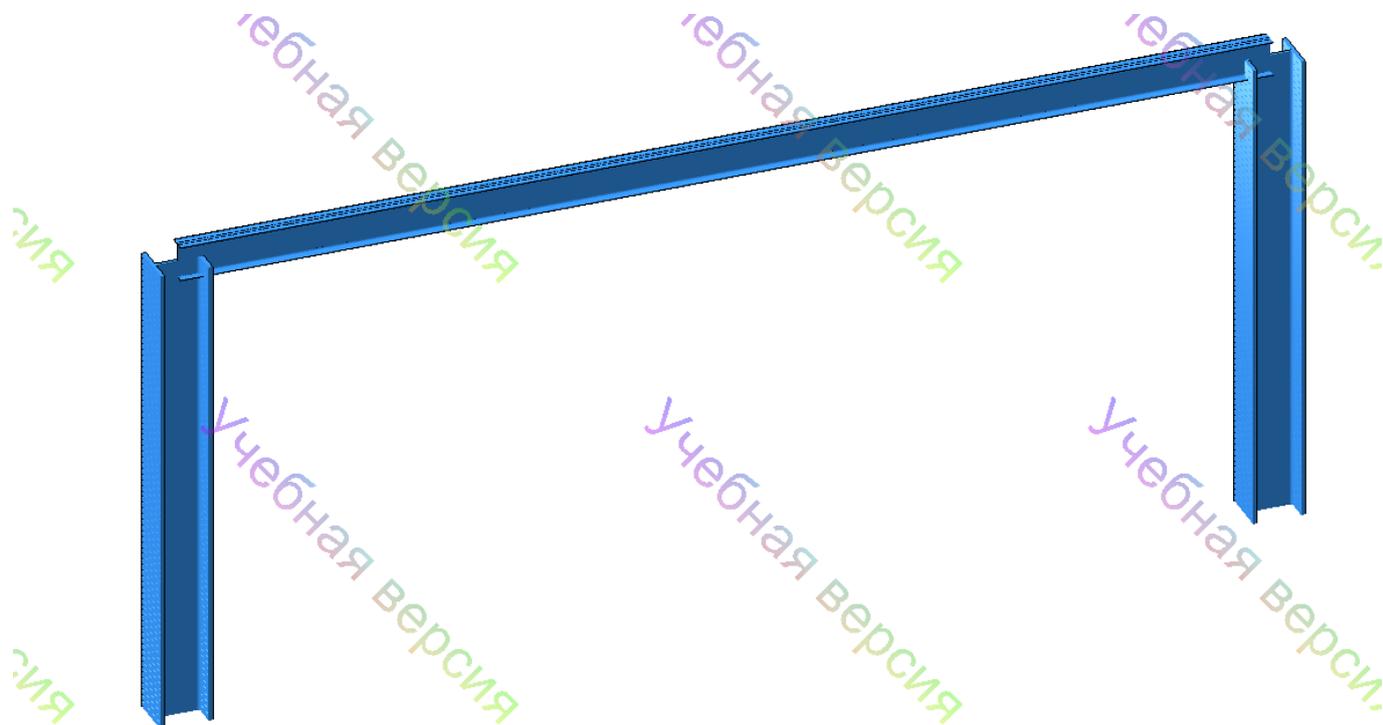


- 1) Перемещения по оси $Z=203\text{мм}$;
- 2) Напряжения $N_1^{max} = 612 \text{ кг/см}^2$.

Вывод: по первому варианту расчета перемещения оказываются меньше, чем во второй модели, а напряжения больше, в связи с добавлением связи, появился эксцентриситет, который стал разгружать контракцию, создавая момент.

Задание №8

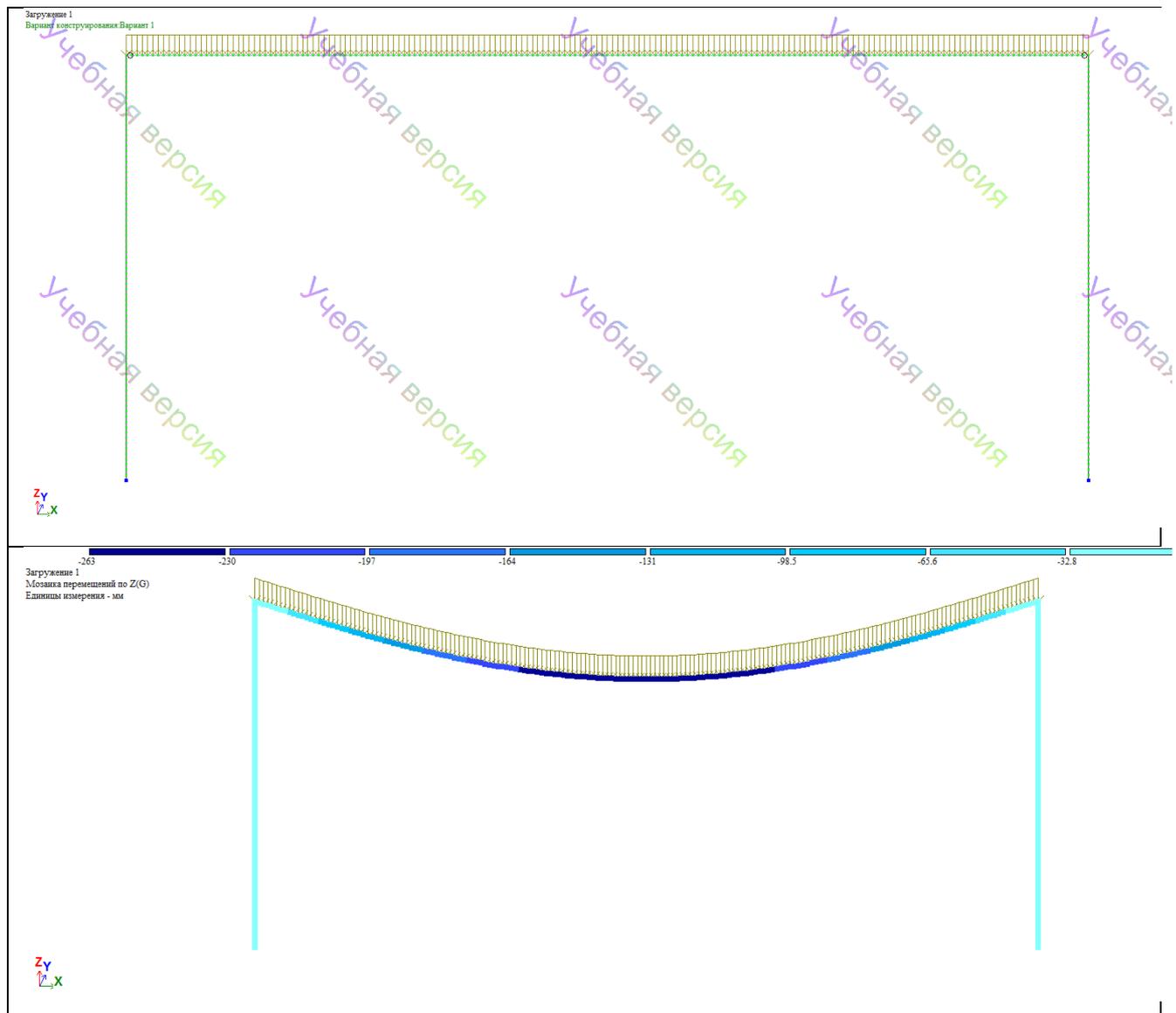
На основе изначально созданной стержневой расчетной модели балки в LIR-СТК автоматизировано выполнено проверку и подбор оптимального сечения балки по условиям 1 и 2 групп предельных состояний стальных конструкций.



$$l = 9\text{м}; q = 900 \text{ кг/м}^2; \text{ шаг балок} - 4,5\text{м}$$

Расчетная модель:

Создав расчетную модель и предварительно задавшись жесткостью балки - двутавр 30Б1, колонн - двутавр 40К5, собственный вес и заданную нагрузку получили:



1) Максимальные перемещения по оси $Z=263\text{мм}$;

2) Максимальные напряжения $N_1^{max} = 386\% \leq 100\% = R$ - что недопустимо.

Для решения данной задачи воспользуемся подсистемой LIR-СТК, которая автоматизированной подберет необходимые для данной балки сечения.

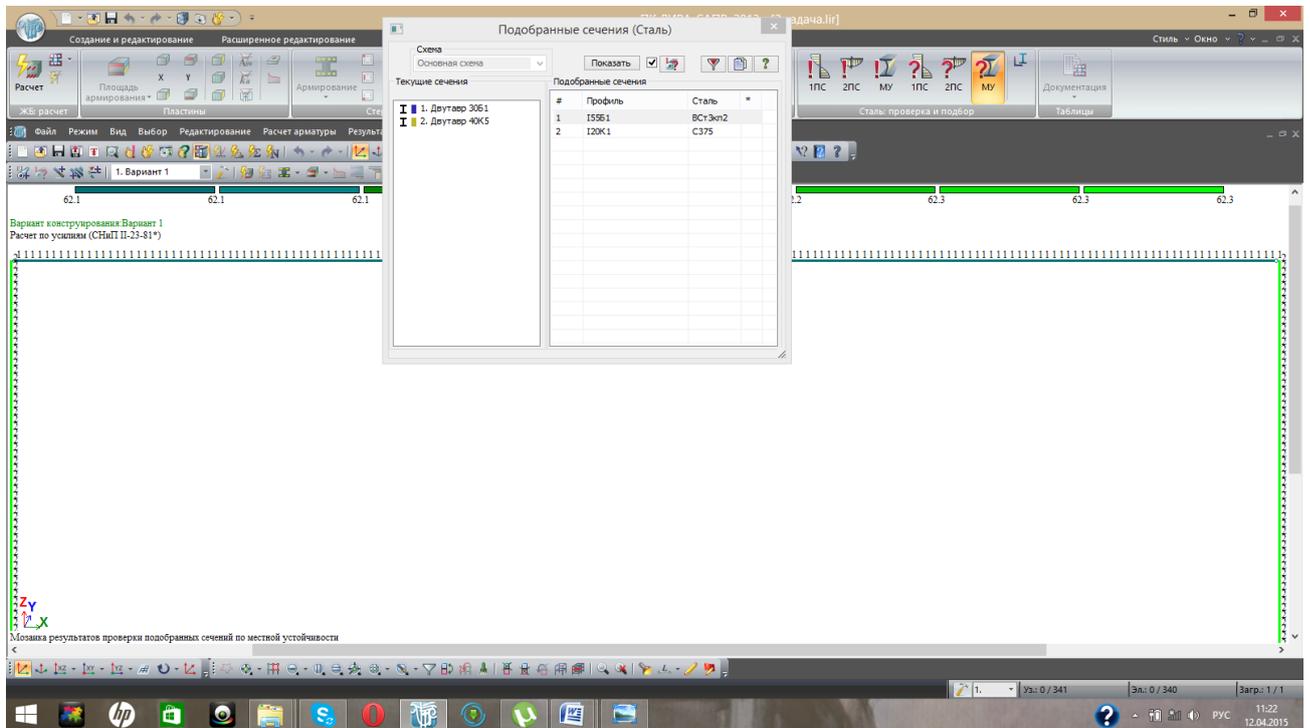
Мозаики результатов:

По назначенному сечению:

	<p>Мозаика результатов проверки назначенных сечений стальных стержней по первой группе предельных состояний</p>
	<p>Мозаика результатов проверки назначенных сечений стальных стержней по второй группе предельных состояний</p>
	<p>Мозаика результатов проверки назначенных сечений стальных стержней по местной устойчивости</p>

По выбранному сечению:

	<p>Мозайка результатов проверки подобранных сечений стальных стержней по первой группе предельных состояний</p>
	<p>Мозайка результатов проверки подобранных сечений стальных стержней по второй группе предельных состояний</p>
	<p>Мозайка результатов проверки подобранных сечений стальных стержней по местной устойчивости</p>



По результату расчета в LIR-CTK:

Балка:

Сечение: 1.1.1.1 Двутавр 30Б1

Профиль: 30Б1; ГОСТ 26020 - 83

Сталь: ВСтЗкп2; ГОСТ 380-71*

Сортамент: Двутавр с параллельными гранями полок типа Б(балочный)

Подобрано: 1.1.1.1 Двутавр 55Б1

Профиль: 55Б1; ГОСТ 26020 - 83

Сталь: ВСтЗкп2; ГОСТ 380-71*

Колонна:

Сечение: 2.2.2.2 Двутавр 40К5

Профиль: 40К5; ГОСТ 26020 - 83

Сталь: С375; ГОСТ 27772-88

Подобрано: 2.2.2.2 Двутавр 20К1

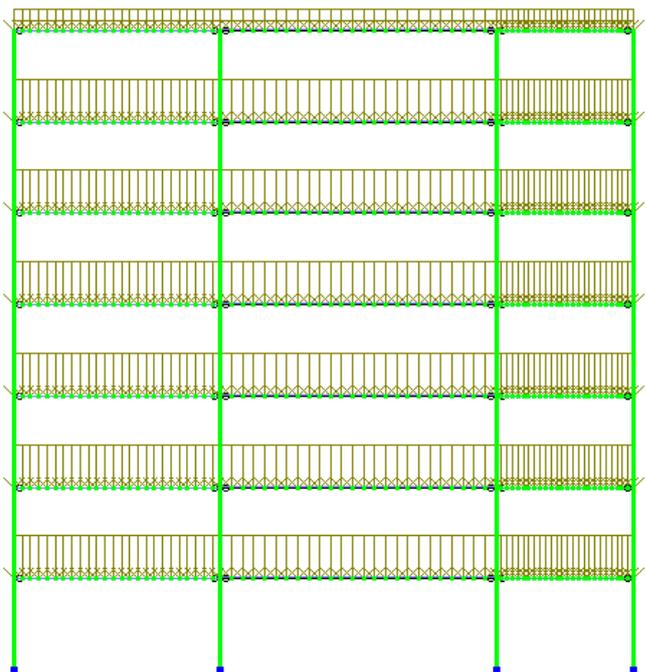
Профиль: 20К1; ГОСТ 26020 - 83

Сталь: С375; ГОСТ 27772-88

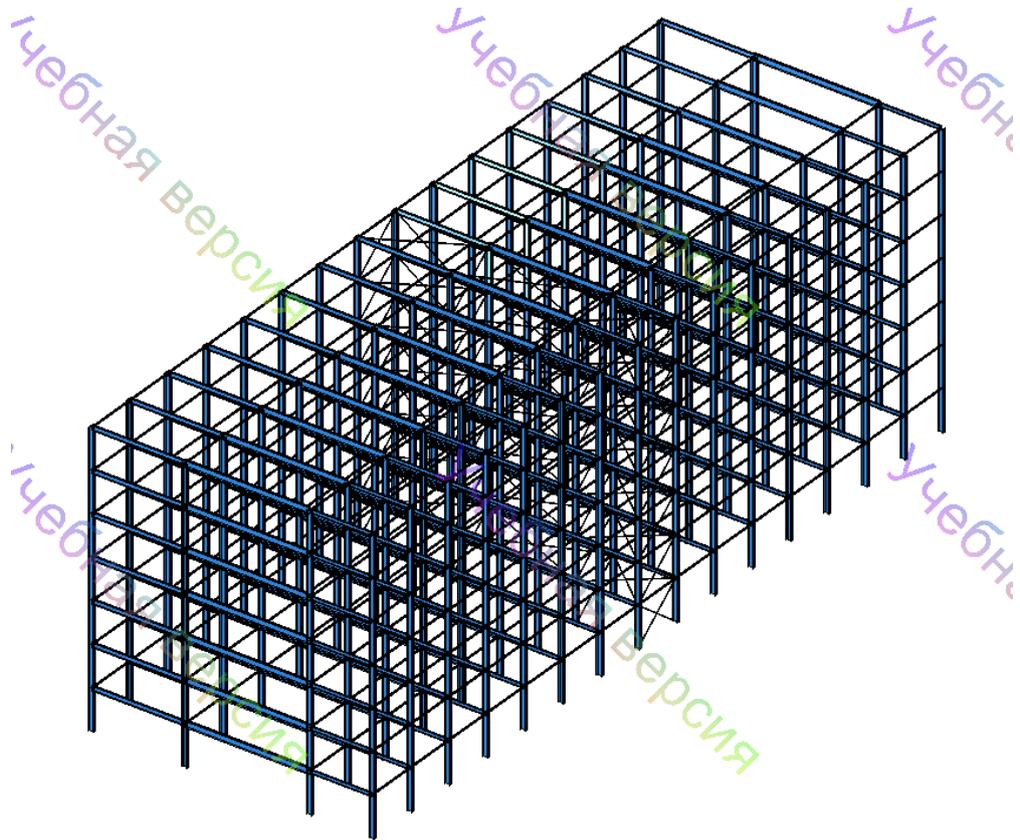
Задание №9

На основе исходных данных создать стержневую пространственную модель стального каркаса здания. По результату расчета в основную схему задать дополнительные жесткостные характеристики: марку стали, тип элемента, ограничительные параметры (предельный прогиб и т.д.)

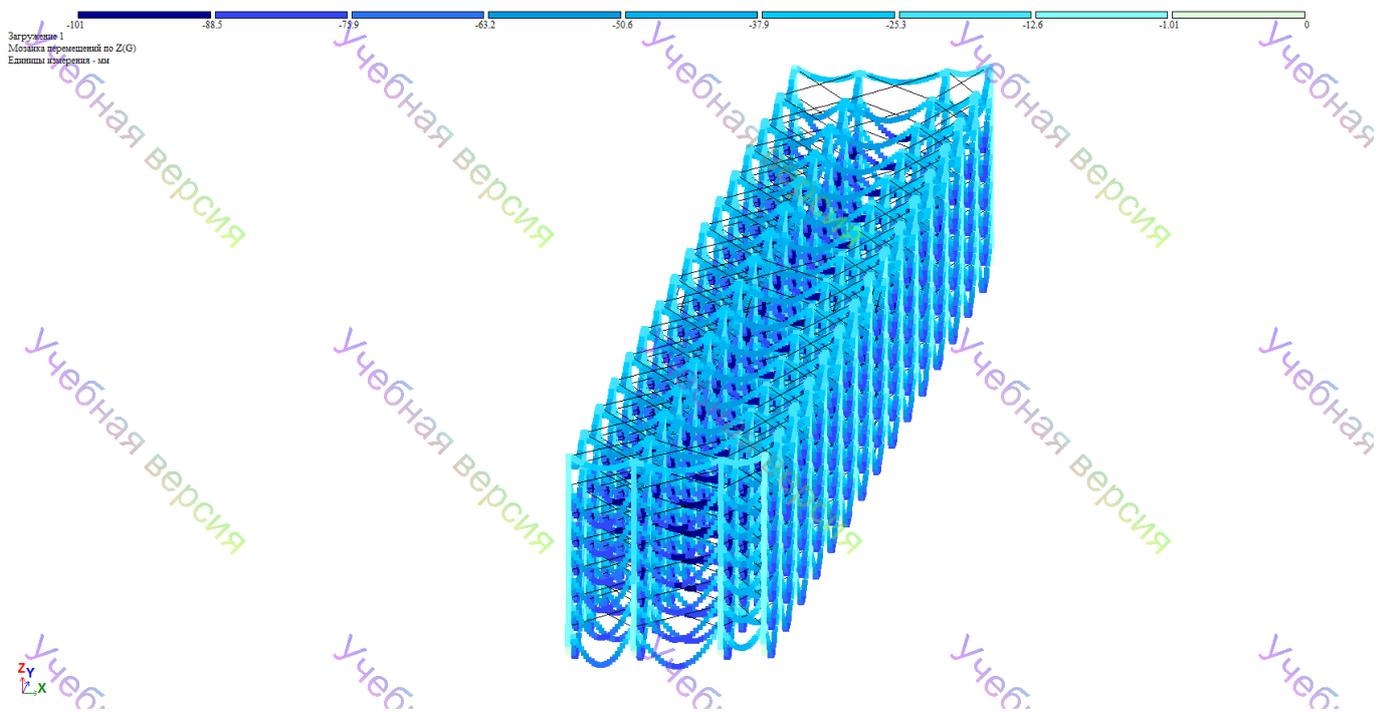
В LIR-СТК выполнить автоматизированную проверку предварительно назначенных сечений и подобранных оптимальных сечений из условия 1 и 2 групп предельных состояний.

	$l_1 = 9\text{м}; l_2 = 12\text{м}; l_3 = 6\text{м};$ $b = 5\text{ м} - \text{ шаг рамы};$ $n = 15 - \text{ количество шагов};$ $H_{\text{эт}} = 4\text{м};$ $\text{количество этажей} - 7;$ $q_{\text{пер}} = 1000 \text{ кг/м}^2;$ $q_{\text{покр}} = 500 \text{ кг/м}^2.$
--	--

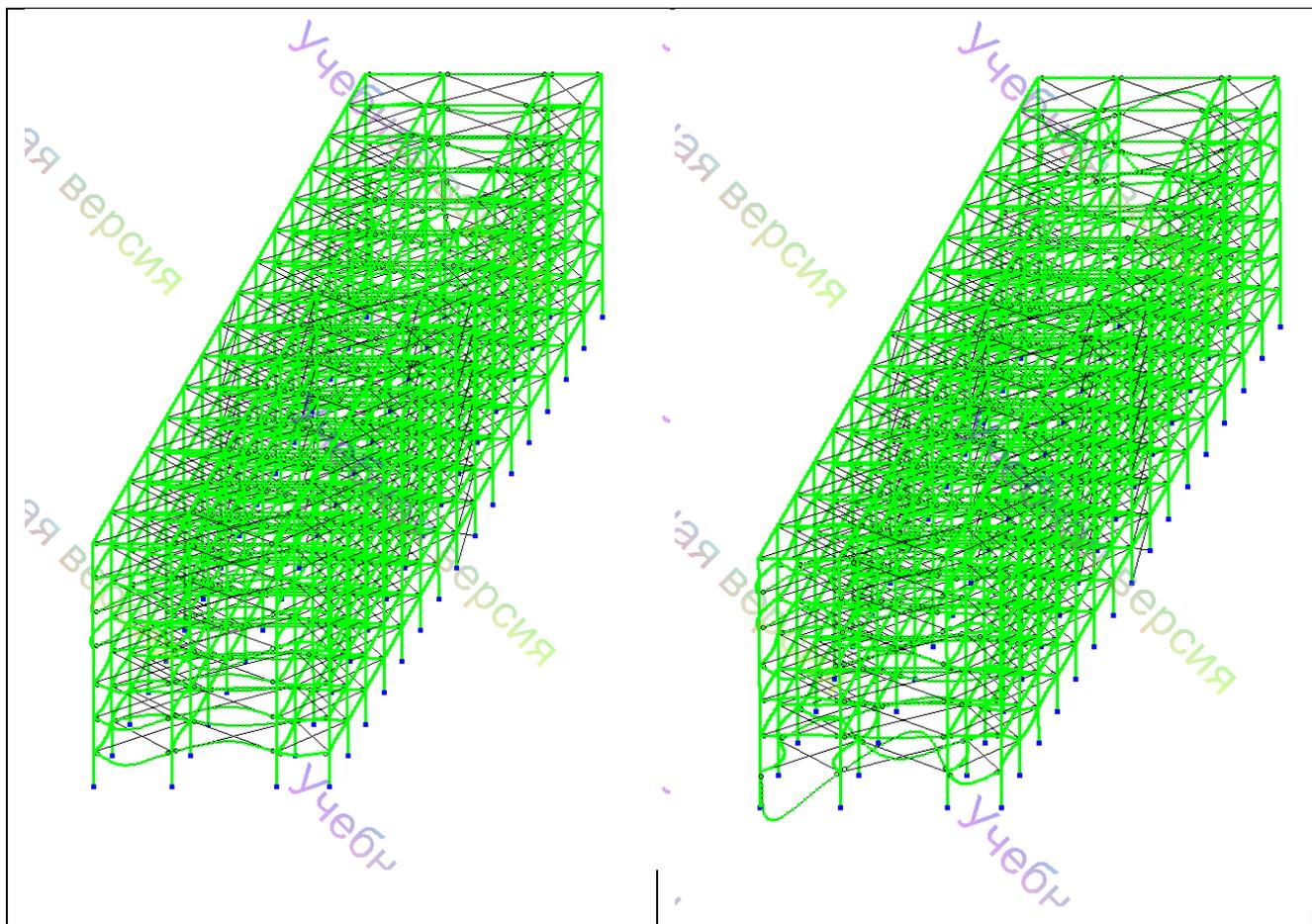
Предварительно, интуитивно (например, из расчета по допустимым гибкостям: для колонн $\lambda=120$, а для балок $\lambda=50$) назначаем жесткостные характеристики для элементов балок и колонн. Для колонн - широкополочный двутавр или двутавр колонного типа, а для балок - двутавр балочного типа. В каркасе здания предусматриваем вертикальные и горизонтальные связи.



Задав собственный вес, заданную нагрузку на перекрытия и покрытие, получим:



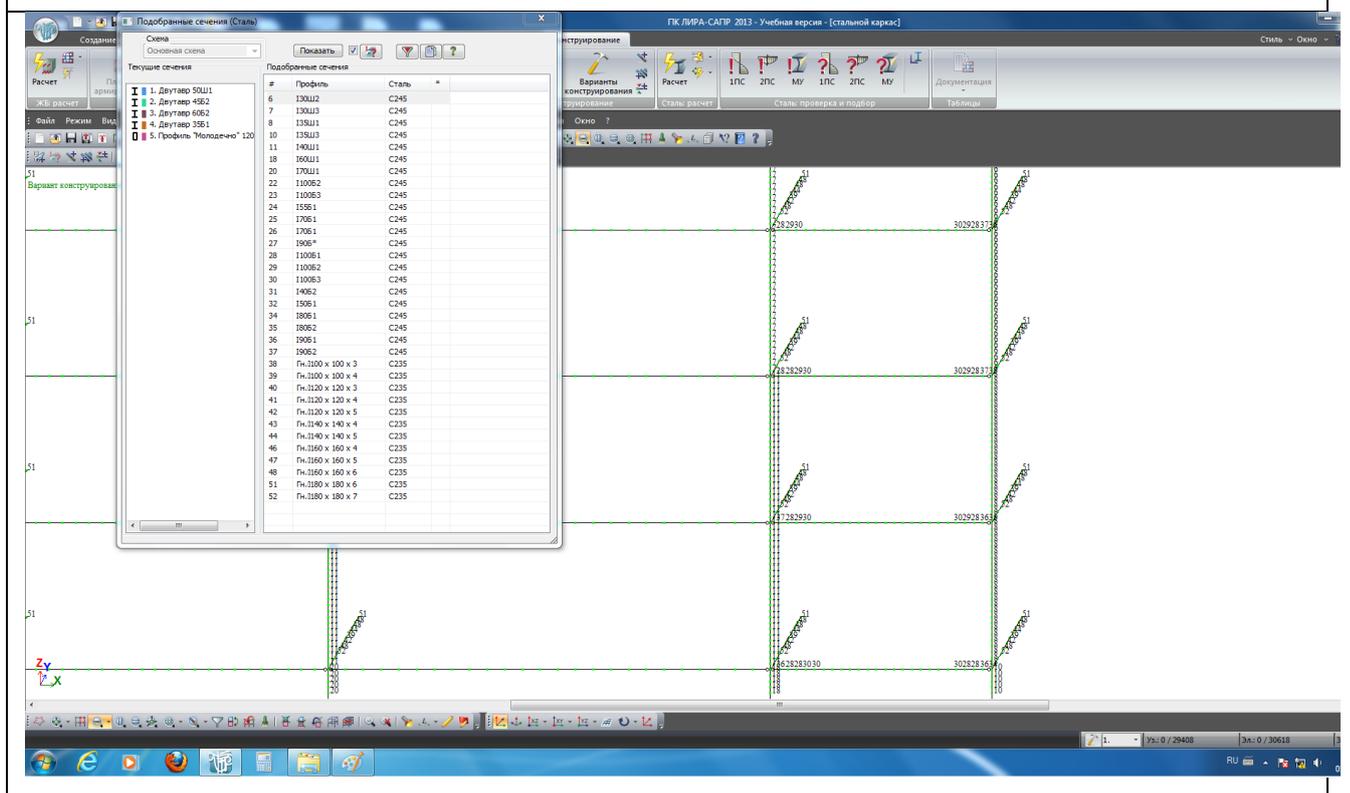
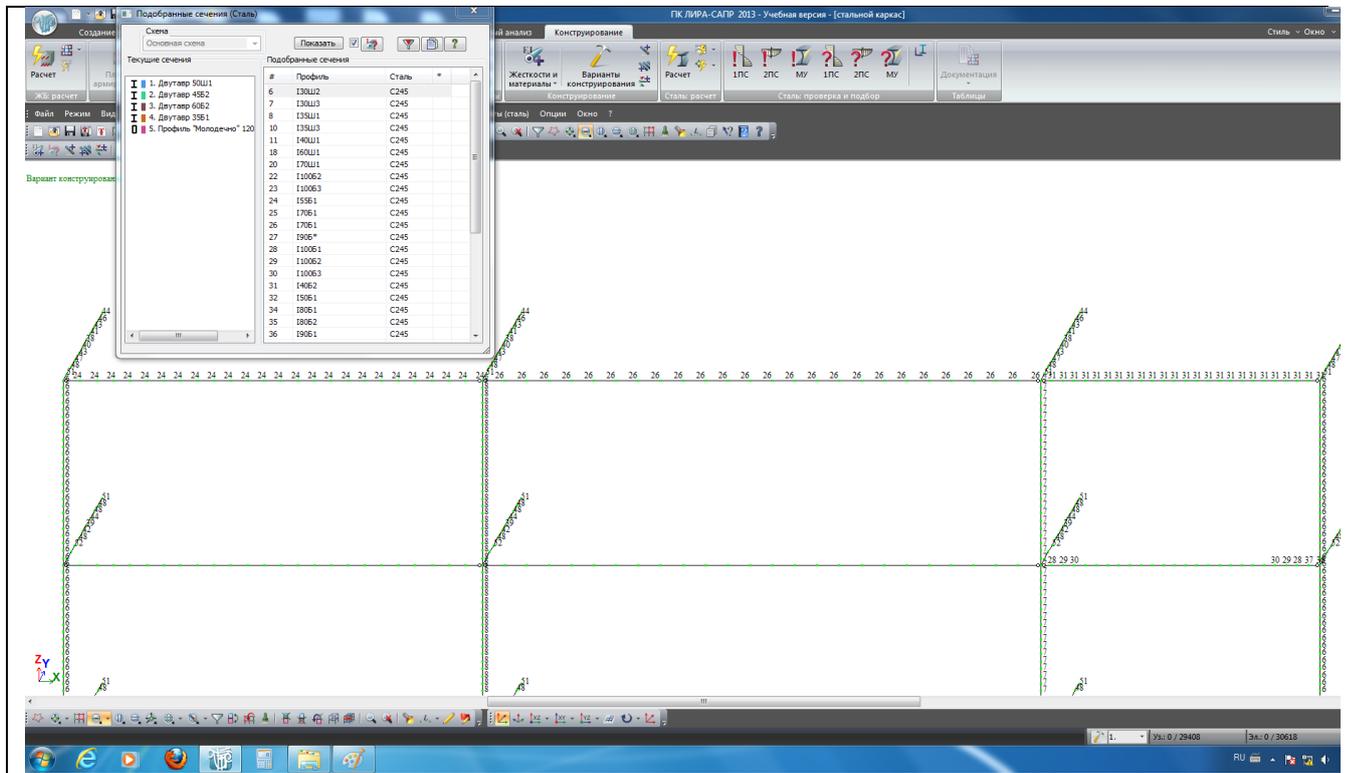
формы потери устойчивости:

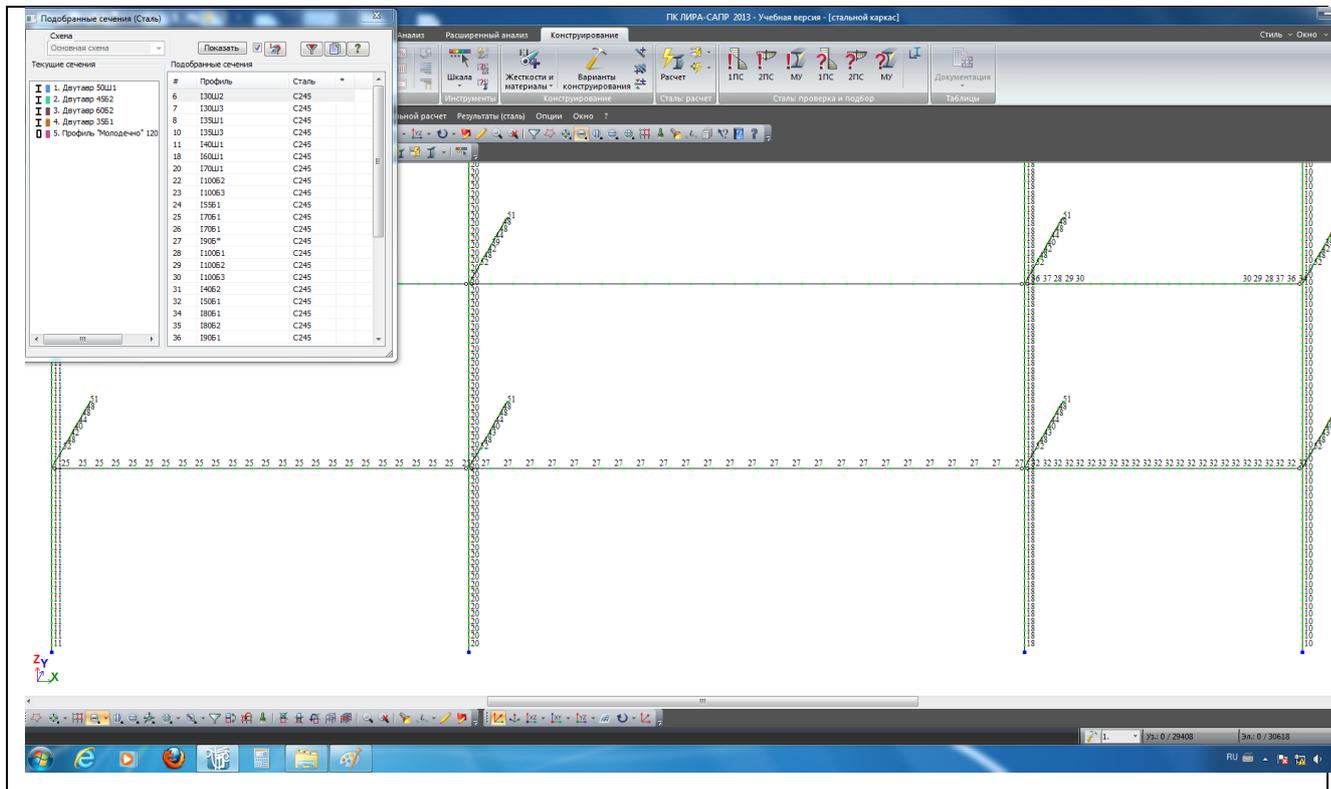


Максимальный коэффициент устойчивости $k_{max} = 0.313221 < 1$, т.е. устойчивость не обеспечена.

Так как большие перемещения и устойчивость не обеспечена, следовательно заданные нами профили не подходят для данного каркаса, с помощью LIR-СТК подберем соответствующие сечения:

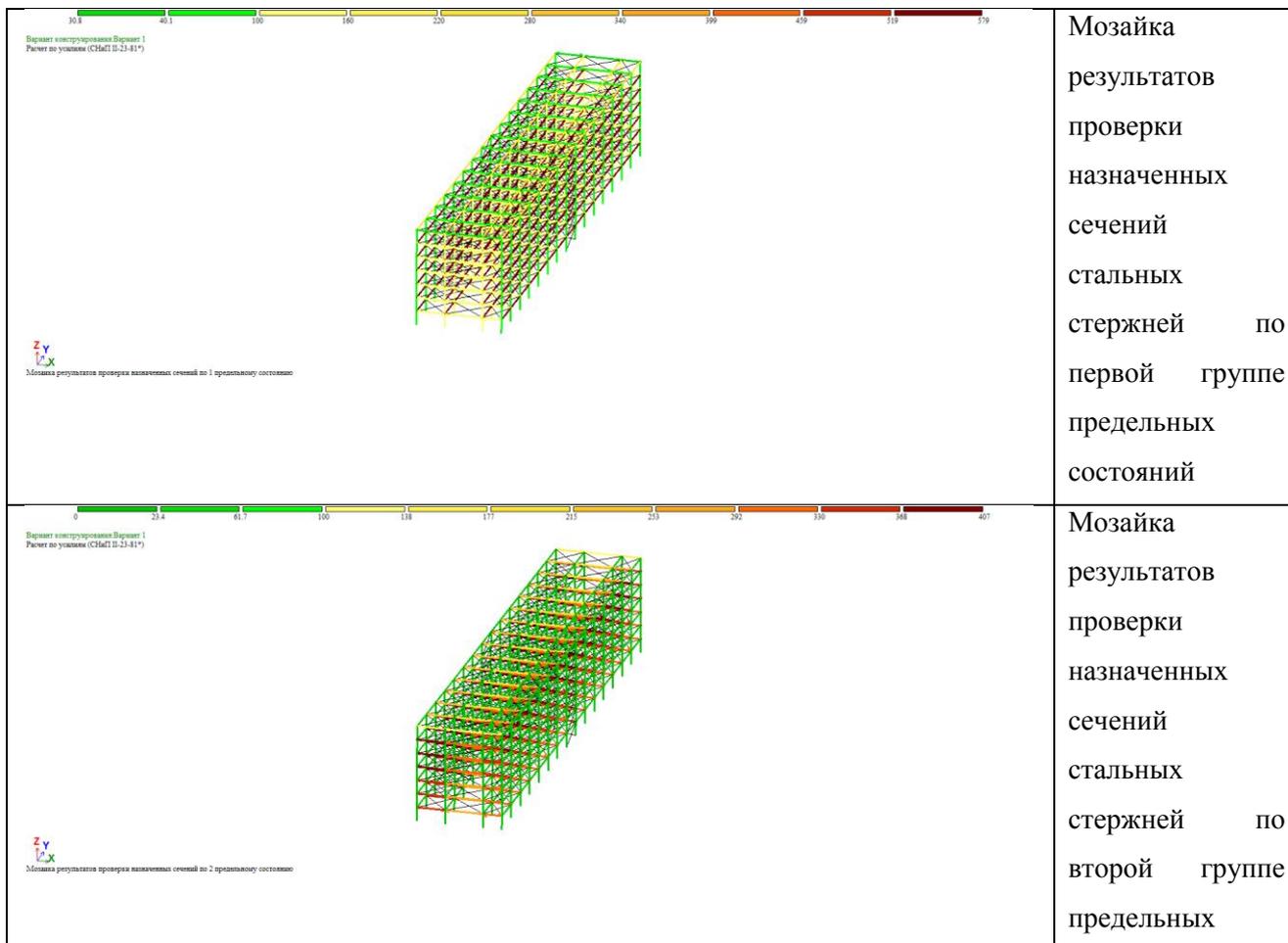
По крайнему пролету:

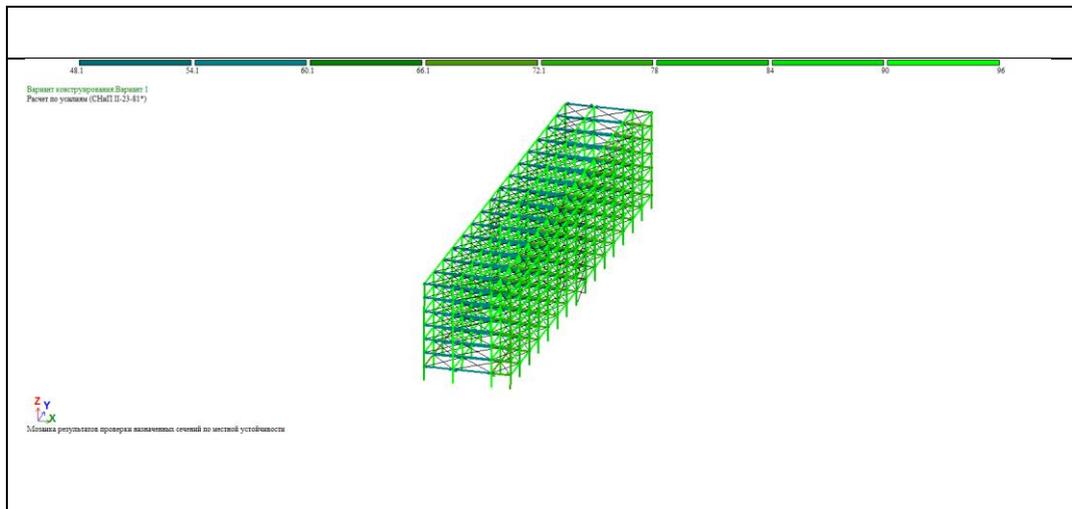




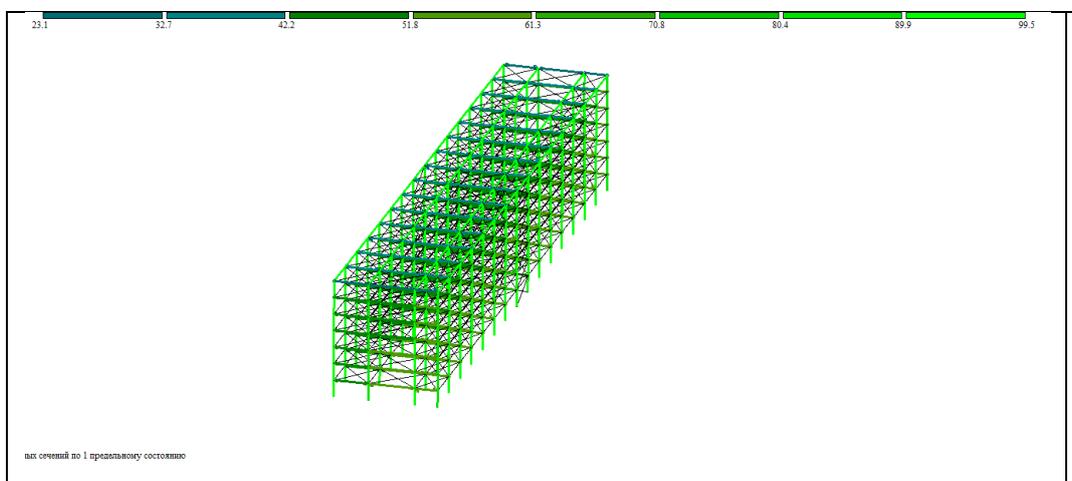
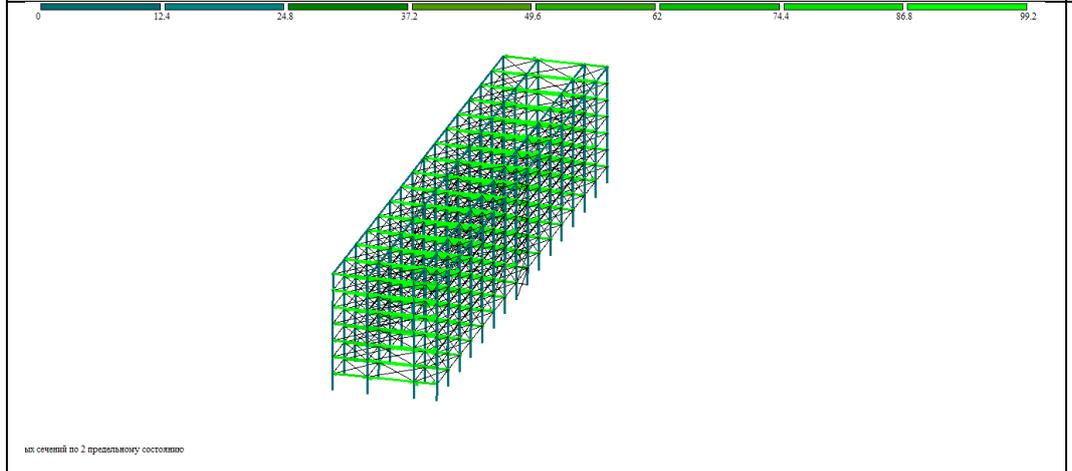
Мозаики результатов:

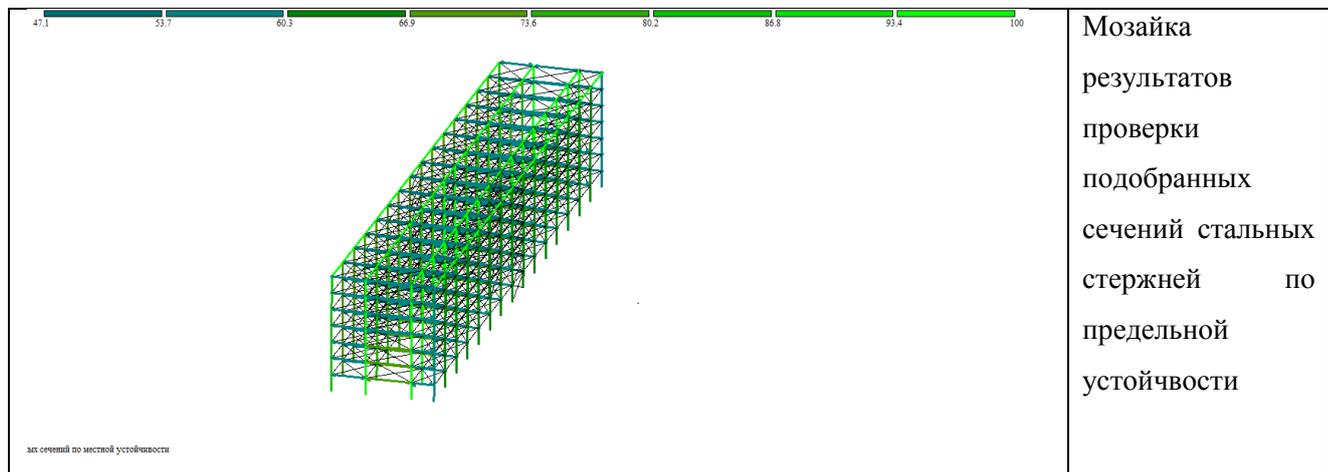
По назначенному сечению:



	<p>состояний</p> <p>Мозаика результатов проверки назначенных сечений стальных стержней по местной устойчивости</p>
--	--

По выбранному сечению:

	<p>Мозаика результатов проверки подобранных сечений стальных стержней по первой группе предельных состояний</p>
	<p>Мозаика результатов проверки подобранных сечений стальных стержней по второй группе предельных состояний</p>



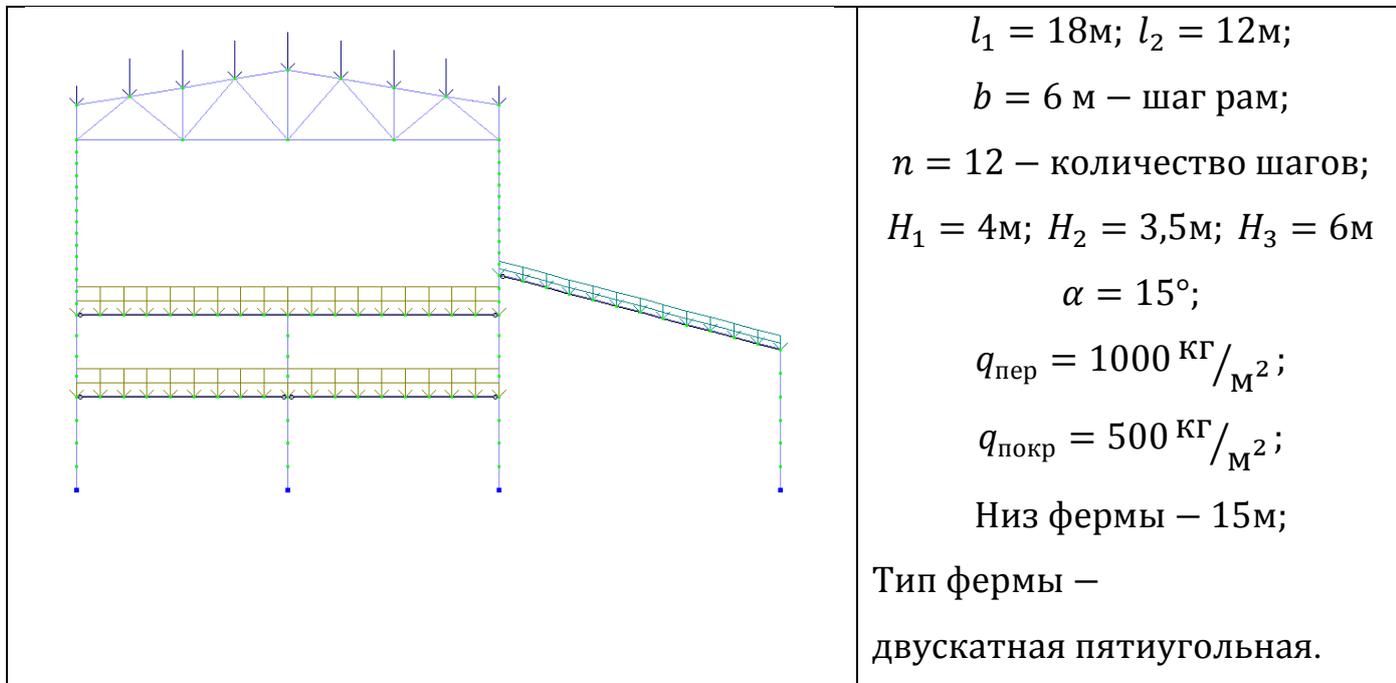
Вывод: по результатам расчета LIR-СТК получим, что на крайних пролетах подбор сечений профилей оказался меньше, чем в средних пролетах, так как нагрузка на крайних пролетах в 2 раза меньше, чем в средних.

Задание №10

На основе исходных данных создать пространственную стержневую модель каркаса здания. Интуитивно задать жесткостные характеристики элементам каркаса и покрытия.

Помимо подбора оптимальных сечений элемента рассчитать следующие узлы:

- 1) Узлы фермы;
- 2) Жесткие и шарнирные базы колонн;
- 3) Стыки колонн;
- 4) Примыкание балок к колоннам;
- 5) Стыки балок;
- 6) Узлы крепления элементов связи.

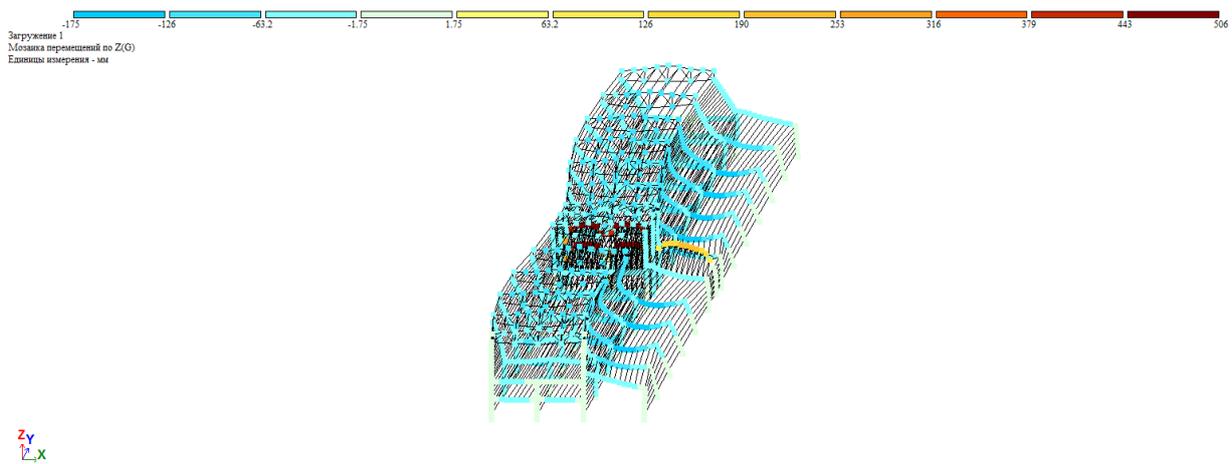


Предварительно, интуитивно (например, из расчета по допустимым гибкостям: для колонн $\lambda=120$, а для балок $\lambda=50$, в ферме для опорного раскоса $\lambda=120$, для остальных сжатых элементов $\lambda=150$, для растянутых элементов $\lambda=300$) назначаем жесткостные характеристики для элементов балок и колонн. Для колонн - широкополочный двутавр, а для балок - двутавр балочного типа. В каркасе здания предусматриваем вертикальные и горизонтальные связи.

стержневая модель каркаса с фс 13а



Задав собственный вес, заданную нагрузку на перекрытия и покрытие, получим:



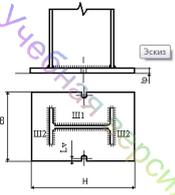
Формы потери устойчивости:

	<p>Максимальный коэффициент устойчивости $k_{max} = 0.0129477 < 1$, т.е. устойчивость не обеспечена.</p> <p>Так как большие перемещения и устойчивость не обеспечена, следовательно заданные нами профили не подходят для данного каркаса, с помощью LIR-СТК подберем соответствующие сечения:</p>

Вывод: по результатам расчета LIR-СТК получим, что на крайних пролетах подбор сечений профилей оказался меньше, чем в средних пролетах, так как нагрузка на крайних пролетах в 2 раза меньше, чем в средних.

Узлы базы колонн:

- шарнирные:



Узел 22 : Исходные данные

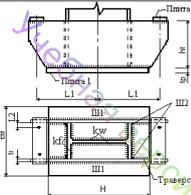
Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Колонна	Профиль	I35III,ТУ 14 - 2 - 24 - 72	--
	Сталь	S245,ГОСТ 27772-88	--
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Шов Ш2	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Плита	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	0.31	м
	Длина	0.40	м
Анкерный болт	Толщина	0.02	м
	Марка стали	ВСт3кп2	--
Бетон	Диаметр	0.02	м
	Класс бетона	B20	--

Узел 22 : Результаты подбора (СНиП П-23-81*)

Параметр	Свойство	Значение	Процент использования, %	Внутренние усилия				
				N, МН	My, МНм	Qz, МН	Mz, МНм	Qy, МН
Плита	Толщина tr1	0.0 м	14.3	-0.393*	-0.000*	-0.018	0.000*	-0.002
	Длина H	0.4 м						
	Ширина B	0.3 м						
Шов Ш1	Катег	0.0 м	8.9	-0.393*	-0.000	-0.018	0.000	-0.002
Шов Ш2	Катег	0.0 м	8.9	-0.393*	-0.000	-0.018	0.000	-0.002

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

- жесткие



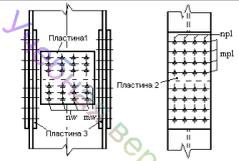
Узел 23 : Исходные данные

Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Колонна	Профиль	I30III,ТУ 14 - 2 - 24 - 72	--
	Сталь	S245,ГОСТ 27772-88	--
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Шов Ш2	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Трассера	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	0.20	м
	Толщина	0.01	м
Плита 1	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	0.26	м
	Длина	0.35	м
Плита 2	Толщина	0.02	м
	Сталь	ВСт3кп2	--
	Ширина	0.13	м
Анкерный болт	Длина	0.23	м
	Толщина	0.02	м
Бетон	Марка стали	ВСт3кп2	--
	Диаметр	0.02	м
Бетон	Класс бетона	B20	--

Узел 23 : Результаты подбора (СНиП П-23-81*)

Параметр	Свойство	Значение	Процент использования, %	Внутренние усилия				
				N, МН	My, МНм	Qz, МН	Mz, МНм	Qy, МН
Плита 1	Толщина tr1	0.0 м	9.0	-0.081*	0.000*	-0.018	0.000*	0.000
	Длина H	0.4 м						
	Ширина B	0.3 м						
	Толщина tr1	0.0 м						

-СТЫК КОЛОНН



Узел 38 : Исходные данные

Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Колона1	Профиль	И08И1ТУ 14 - 2 - 24 - 72	--
	Сталь	С245:ГОСТ 27772-88	--
Колона2	Профиль	И08И1ТУ 14 - 2 - 24 - 72	--
	Сталь	С245:ГОСТ 27772-88	--
Болты	Класс прочности	10.9	--
	Диаметр	0.02	м
Пластина 1	Сталь	ВС33кп2	--
	Ширина	0.12	м
	Длина	0.23	м
	Толщина	0.01	м
Пластина 2	Сталь	ВС33кп2	--
	Ширина	0.20	м
	Длина	0.22	м
	Толщина	0.01	м
Пластина 3	Сталь	ВС33кп2	--
	Ширина	0.08	м
	Длина	0.22	м
	Толщина	0.01	м

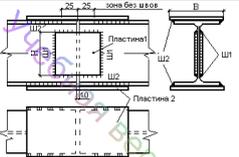
Узел 38 : Результаты подбора (СНИП П-23-81*)

Параметр	Свойство	Значение	Процент использования,%	Внутренние усилия				
				N, МН	M _y , МНм	Q _x , МН	M _z , МНм	Q _y , МН
Болты	Число рядов на полунакладке пр1	2	90.2	-0.152*	0.042*	0.005*	-0.011*	-0.013*
	Число стоек на полунакладке пр1	2						
	Число рядов на полунакладке пр	2						
	Число стоек на полунакладке пр	1						
Пластина 1	Толщина t1	0.0 м	3.8	-0.152*	0.042*	0.005*	-0.011	-0.013
	Размер В	0.1 м						
	Размер Н	0.2 м						
	Толщина t2	0.0 м						
Пластина 2	Толщина t2	0.0 м	31.0	-0.152*	0.042	0.005	-0.011*	-0.013*
	Размер В	0.2 м						
	Размер Н	0.2 м						
	Толщина t2	0.0 м						
Пластина 3	Размер В	0.1 м	56.4	-0.152*	0.042	0.005	-0.011*	-0.013*
	Размер Н	0.2 м						
	Толщина t2	0.0 м						
	Толщина t2	0.0 м						
Колона	Толщина стенки	0.0 м	37.0	-0.152*	0.042*	0.005*	-0.011*	-0.013*
	Толщина полки	0.0 м						

огово

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

- СТЫК БАЛОК



Узел 63 : Исходные данные

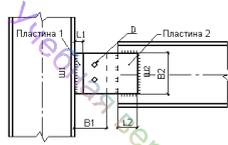
Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Балка1	Профиль	И08И2:ГОСТ 26020 - 83	--
	Сталь	С245:ГОСТ 27772-88	--
Балка2	Профиль	И08И2:ГОСТ 26020 - 83	--
	Сталь	С245:ГОСТ 27772-88	--
Шов Ш1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Шов Ш2	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Пластина 1	Сталь	ВС33кп2	--
	Ширина	0.14	м
	Длина	0.35	м
	Толщина	0.01	м
Пластина 2	Сталь	ВС33кп2	--
	Ширина	0.43	м
	Длина	0.43	м
	Толщина	0.01	м

Узел 63 : Результаты подбора (СНИП П-23-81*)

Параметр	Свойство	Значение	Процент использования,%	Внутренние усилия				
				N, МН	M _y , МНм	Q _x , МН	M _z , МНм	Q _y , МН
Шов Ш1	Катег	0.0 м	5.7	-0.055*	0.177	0.015*	0.002	0.002
Шов Ш2	Катег	0.0 м	72.2	-0.055*	0.177*	0.002	0.000*	0.002*
	Толщина t1	0.0 м	4.4	-0.055*	0.177	0.015*	0.002	0.002
Размер В	0.1 м							
Размер Н	0.3 м							
Толщина t2	0.0 м							
Пластина 2	Размер В	0.2 м	77.4	-0.055*	0.177*	0.015	0.002*	0.002*
	Размер Н	0.4 м						
	Толщина t2	0.0 м						

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

- примыкание балки к колонне



Узел 171 : Исходные данные

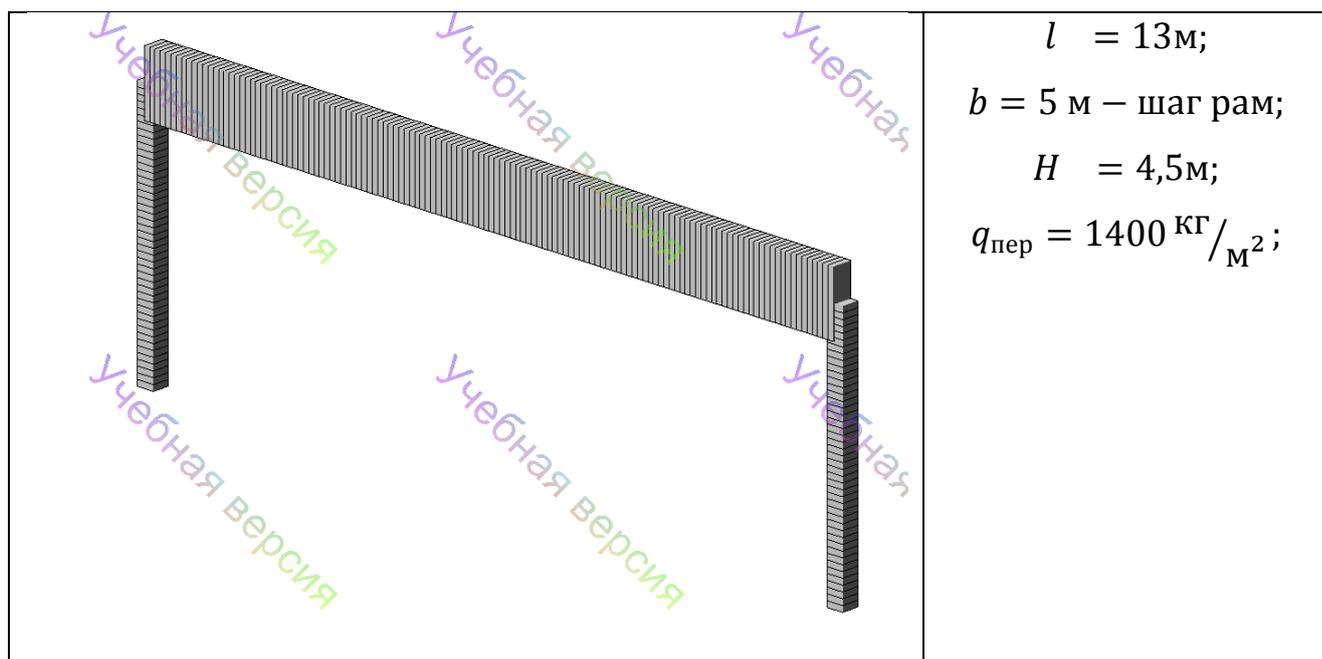
Элемент узла	Свойство	Значение	Единицы измерения
Балка	Профиль	ИСОБ.ГОСТ 26020 - 83	--
	Сталь	С245.ГОСТ 27772-88	--
Колона	Профиль	ИЗОШ.ТУ 14 - 2 - 24 - 72	--
	Сталь	С245.ГОСТ 27772-88	--
Шов III1	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Шов III2	Материал	Марка проволоки: Св-08	--
Болты	Класс прочности	10.9	--
	Диаметр	0.02	м
Пластина 1	Сталь	ВС3зк2	--
	Ширина	0.08	м
	Длина	0.17	м
	Толщина	0.01	м
Пластина 2	Сталь	ВС3зк2	--
	Ширина	0.14	м
	Длина	0.13	м
	Толщина	0.01	м

Узел 171 : Результаты подбора (СНиП II-23-81*)

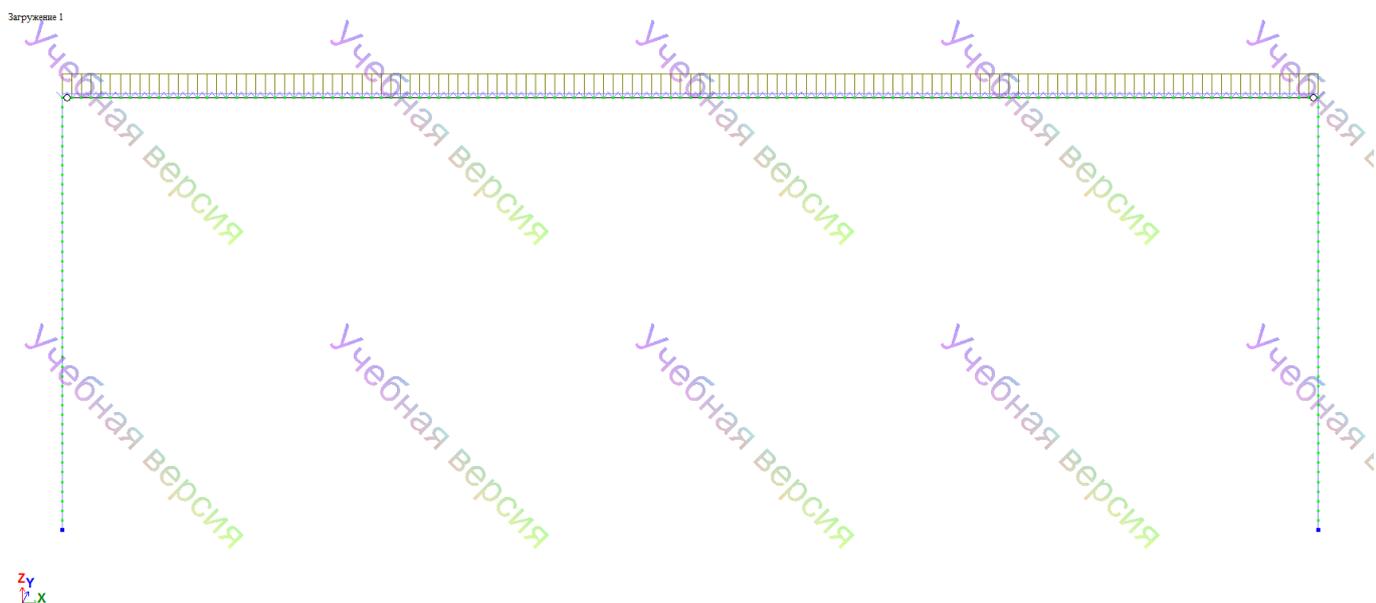
Параметр	Свойство	Значение	Процент использования, %	Внутренние усилия				
				N, МН	My, МНм	Qz, МН	Mz, МНм	Qy, МН
Шов III1	Катет	0.0 м	41.5	0.026*	0.000	0.076*	0.006	0.006*
Шов III2	Катет	0.0 м	61.1	0.026*	0.000	0.076*	0.006	0.006*
Пластина 1	Толщина t1	0.0 м	98.4	0.026*	0.000	0.076*	0.006	0.006*
	Размер В1	0.1 м						
	Размер Н1	0.2 м						
Пластина 2	Толщина t2	0.0 м	99.0	0.026*	0.000	0.076*	0.006	0.006*
	Размер В2	0.1 м						
	Размер Н2	0.1 м						
Болты	Количество	2	45.3	0.026*	0.000	0.076*	0.006	0.006*
	Количество перт. связей	1						

Задание №11:

На основе исходных данных создать стержневую расчетную модель плоской однопролетной рамы стоечно-балочной системы. Задав жесткостные характеристики для балки и колонны выполнить статический расчет. В среде LIR-APM выполнить автоматизированный расчет сечения арматуры. По результату расчета получить опалубочные чертежи балки (ригеля) и колонны.

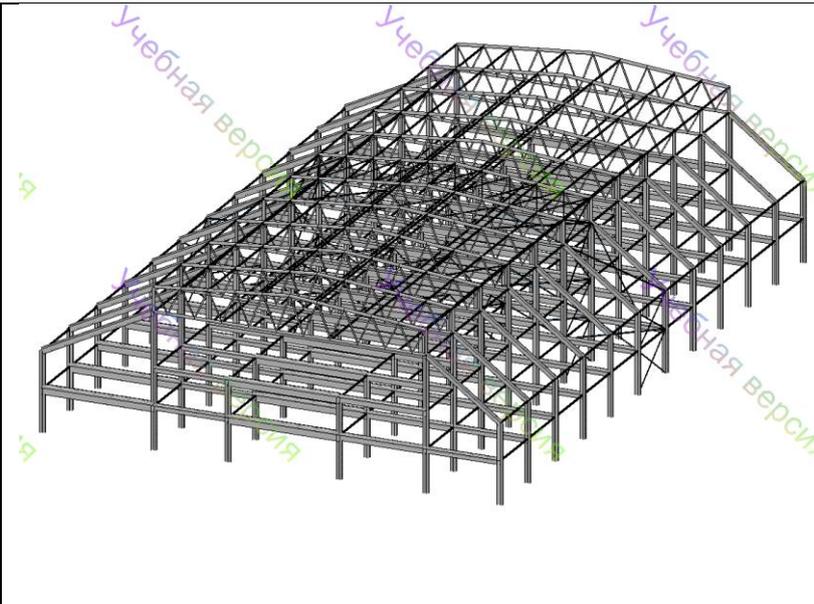


Расчетная модель:



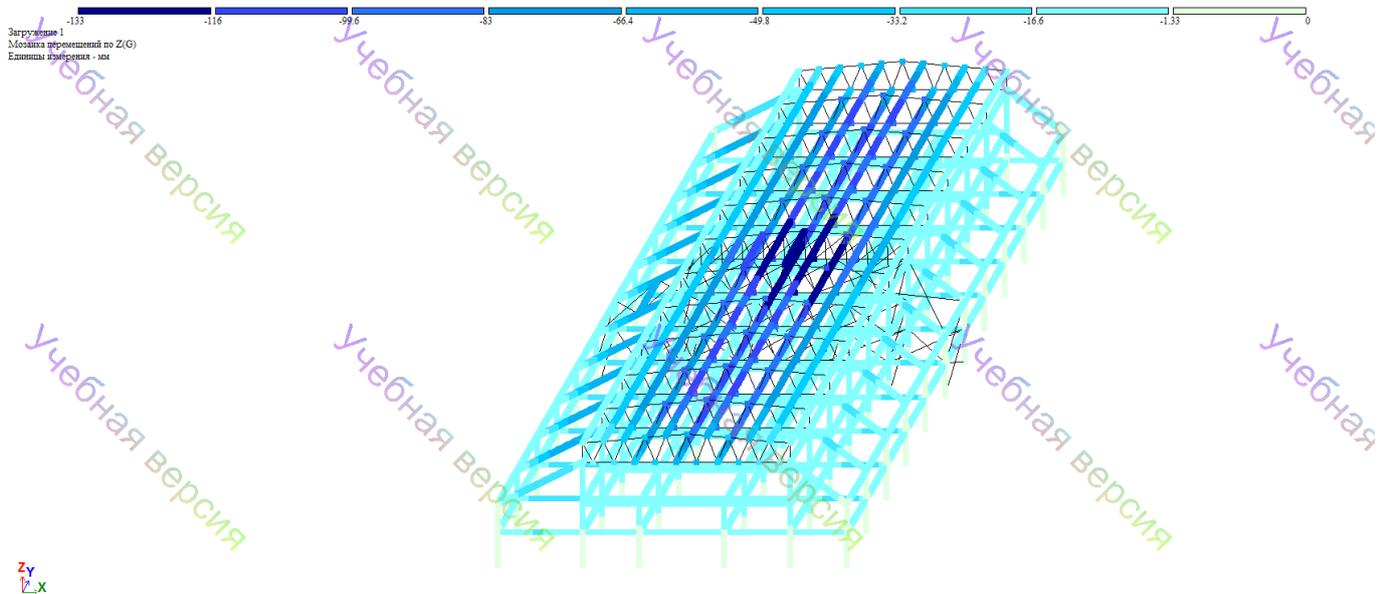
Задание №12:

На основе исходных данных создать пространственную стержневую модель ж/б каркаса здания сечения элементов, задать по условиям предельной гибкости, в каркасе предусмотреть элементы связи как вертикальные так и горизонтальные. После выполнения статического расчета в LIR-АРМ выполнить подбор армирования. Получить опалубочные чертежи для элементов крайней и промежуточной рамы.

	$l_1 = 9\text{м}; l_2 = 6\text{м}; l_3 = 9\text{м};$ $l_4 = 7\text{м}; l_5 = 6\text{м};$ $b = 5 \text{ м} - \text{ шаг рам};$ n $= 12 - \text{ количество шагов};$ $H_1 = 3,5\text{м}; H_2 = 3\text{м}; H_3$ $= 4,5\text{м};$ $q_{\text{пер}} = 1000 \text{ кг/м}^2;$ $q_{\text{покр}} = 700 \text{ кг/м}^2.$
--	---

Тип сечения колонн - двутавр симметричный ($t_{\text{ст}}=100\text{мм}$; $t_{\text{п}} = 150 \div 200\text{мм}$), тип сечения балки - тавр ($t_{\text{ст}}=100\text{мм}$; $t_{\text{п}} = 200 \div 300\text{мм}$), тип фермы - пятиугольная двускатная с треугольной решеткой.

Задав жесткостные характеристики, собственный вес и нагрузку, произведем статический расчет, получим:

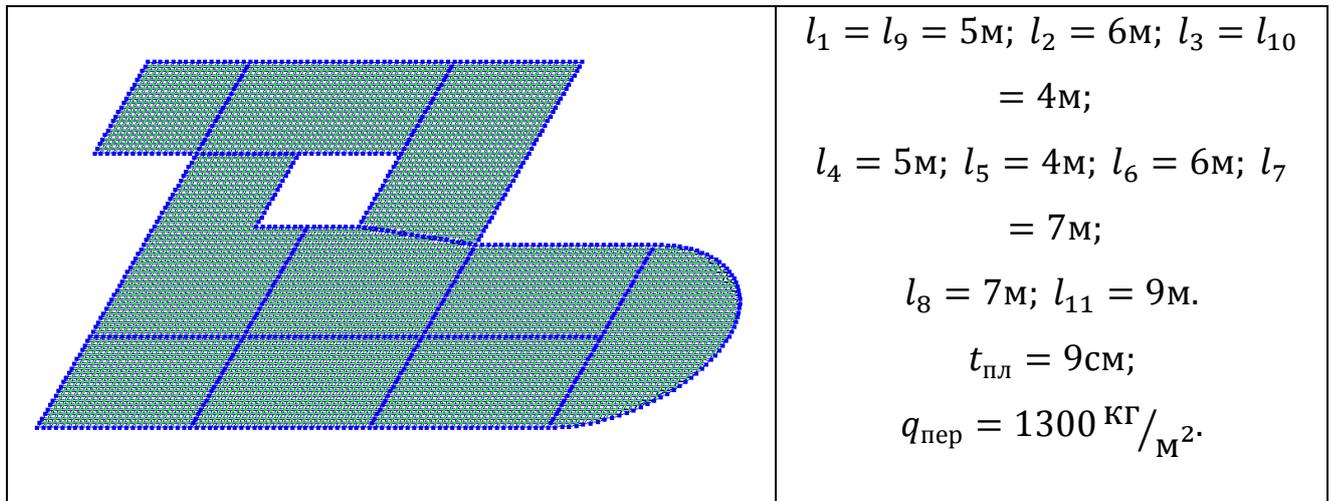


После выполнения статического расчета в LIR-APM выполняем подбор армирования. Получим опалубочные чертежи для элементов крайней и промежуточной рамы.

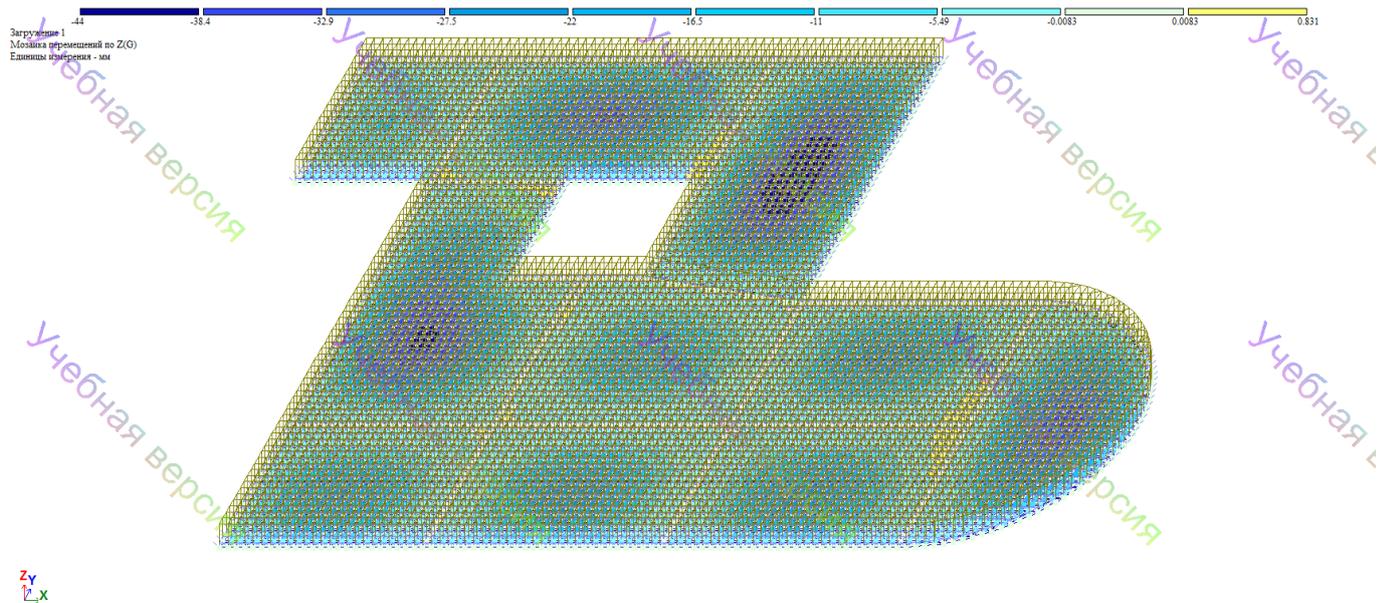
Вывод: По опалубочным чертежам видно, что армирование в крайних и в средних пролетах отличается друг от друга, потому что нагрузка в крайних пролетах в 2 раза меньше, чем в средних.

Задание №13:

На основе исходных данных в плоскости XOY создать пластинчатую конечно-элементную модель монолитной плиты перекрытия на 1ый этаж здания.



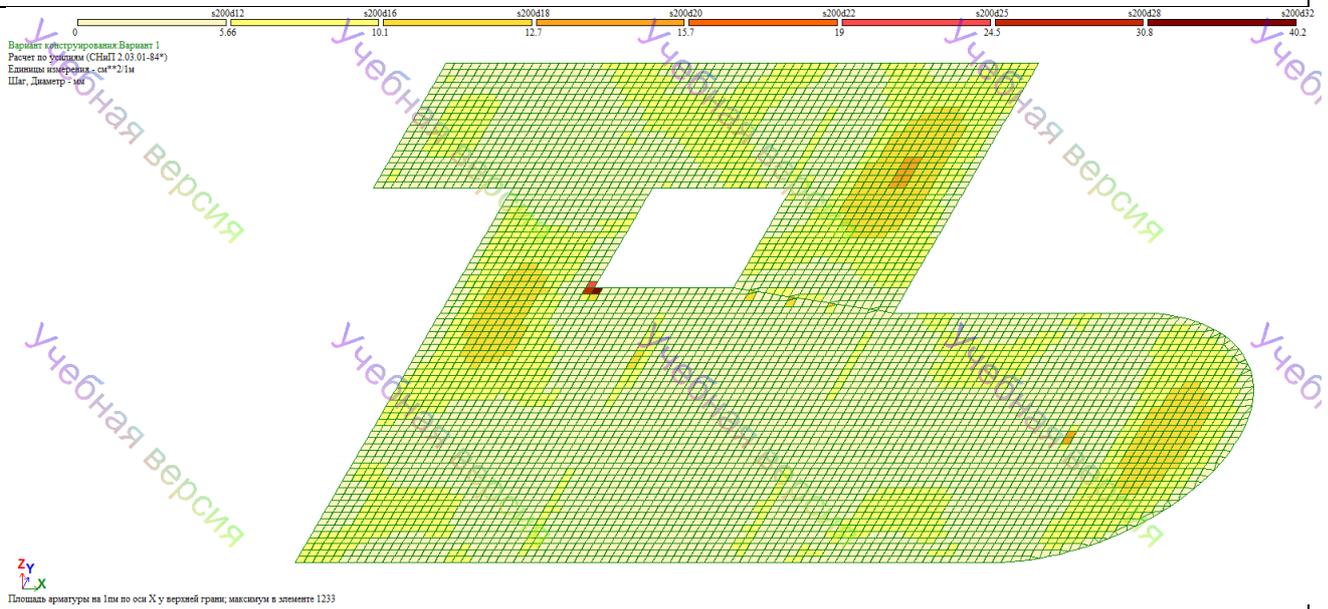
Задав жесткостные характеристики, собственный вес и нагрузку, произведем статический расчет, получим:



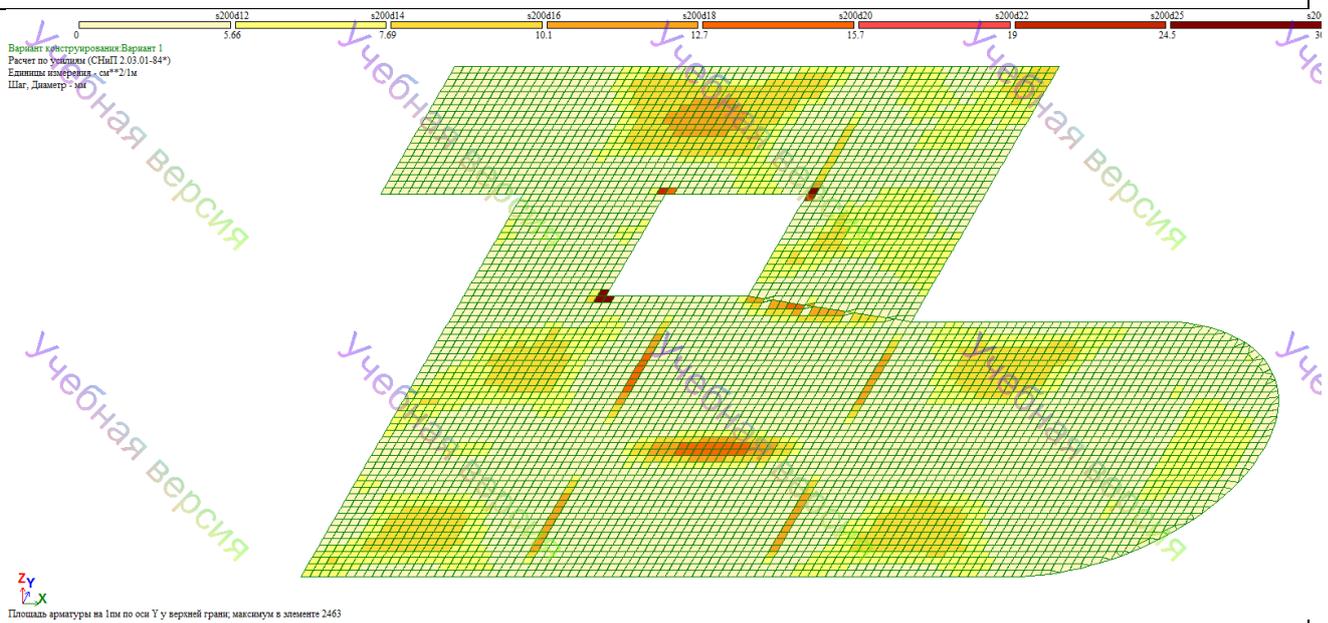
После выполнения статического расчета в LIR-APM выполняем подбор армирования. Получим мозаики требуемого армирования:

Верхняя арматура в пластинах

По оси X1



По оси Y1

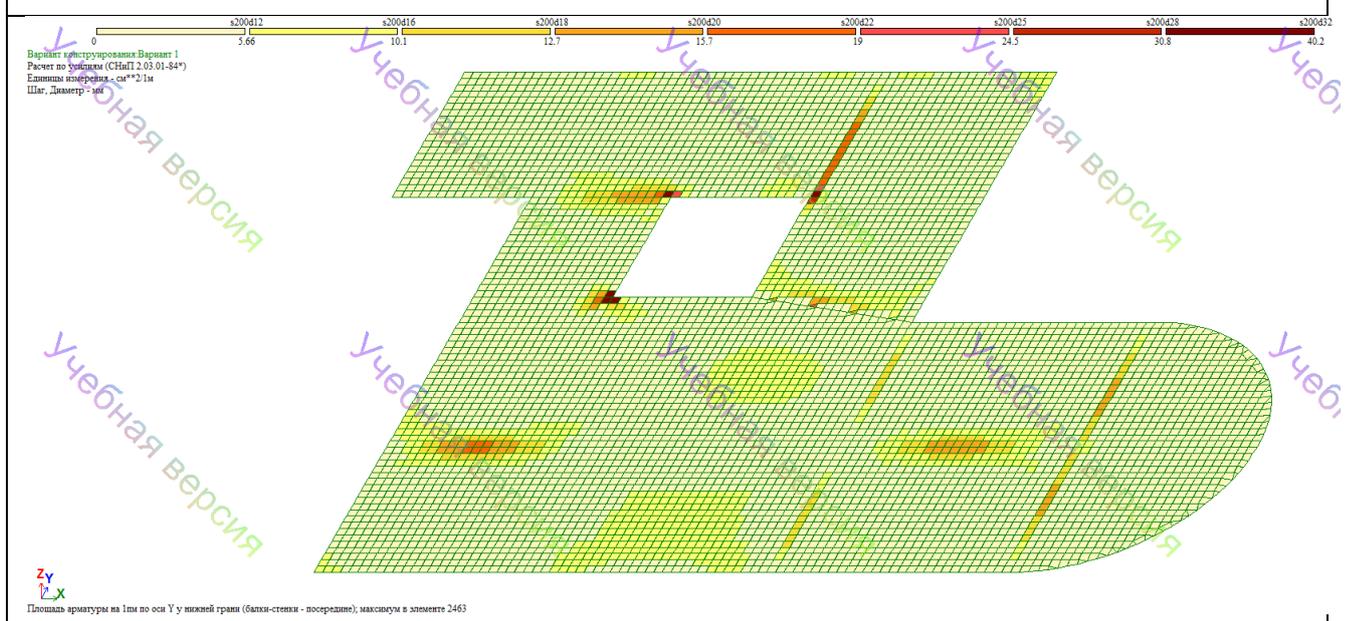


Нижняя арматура в пластинах

По оси X1

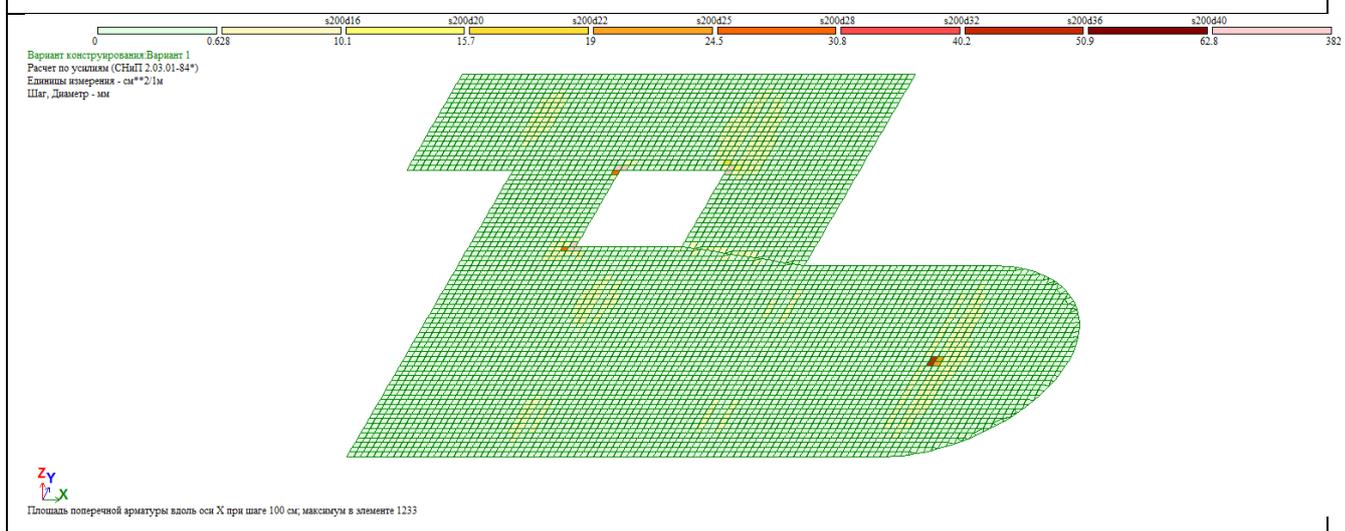


По оси U1



Поперечная арматура

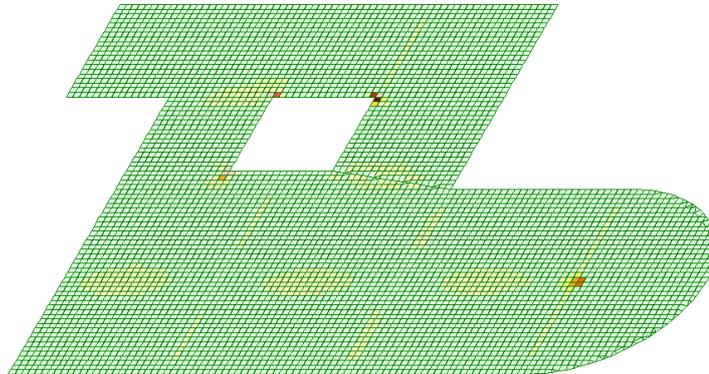
Вдоль оси X1



Вдоль оси У1



Вариант конструирования Вариант 1
Расчет по усилению (СПиП 2.03.01-84*)
Единицы измерения - см**2/м
Шаг, Диаметр - мм

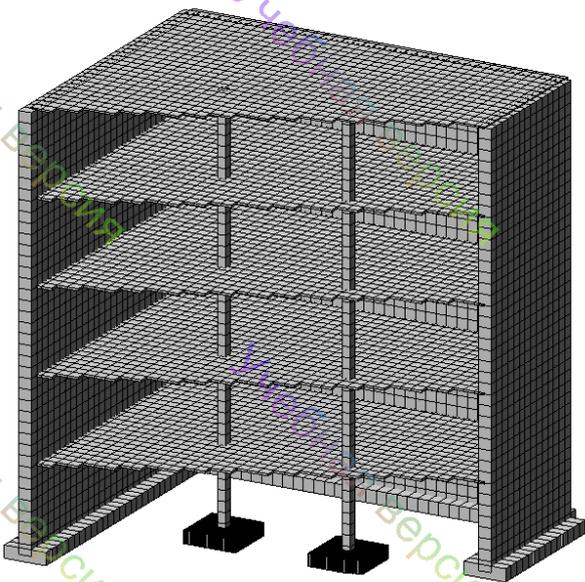


Площадь поперечной арматуры вдоль оси Y при шаге 100 см; максимум в элементе 1168

Задание №14:

На основе исходных данных создать комплексную пространственную модель многоэтажного здания с неполным каркасом с наружными несущими стенами и внутренними колоннами, под колонны устраивать отдельные фундаменты, а под несущие стены - ленточные фундаменты. По результату расчета:

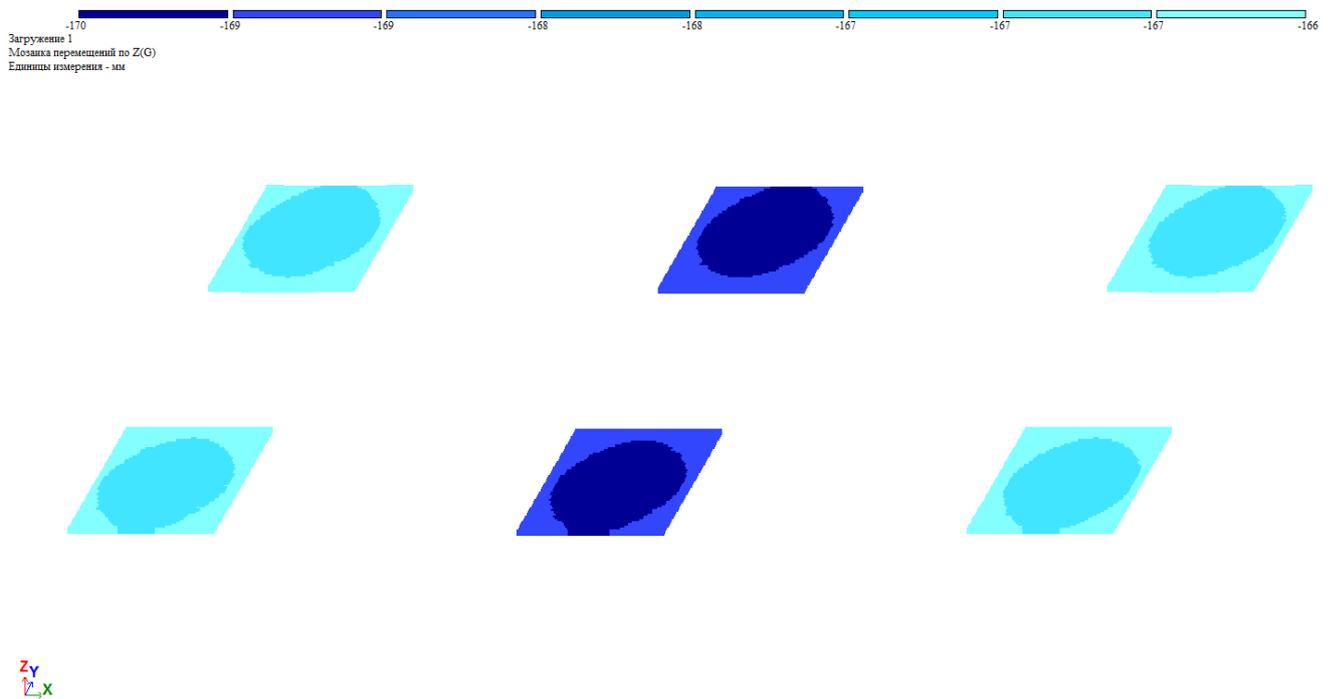
1. Определить осадку ленточного и отдельных фундаментов;
2. В LIR-APM определить требуемое армирование: плиты перекрытия и покрытия, а так же монолитных стен и отдельных фундаментов;
3. Получить опалубочные чертежи колонн и ленточного фундамента.

	$l_1 = 6\text{м}; l_2 = 8\text{м};$ n $= 5 \text{ — количество этажей};$ $H_{\text{эт}} = 4\text{м};$ $q_{\text{пер}} = 1200 \text{ кг/м}^2;$ $q_{\text{покр}} = 800 \text{ кг/м}^2;$ $t_{\text{пер}} = 10\text{см}; t_{\text{пок}} = 10\text{см};$ $t_{\text{ст}} = 60\text{см}; R_{\text{гр}}$ $= 3000 \text{ кг/м}^2.$
--	---

Несущие стены моделируем конечными элементами оболочки, монолитные плиты перекрытий и покрытия моделируем конечными элементами оболочки, колонны моделируем конечными элементами оболочки.

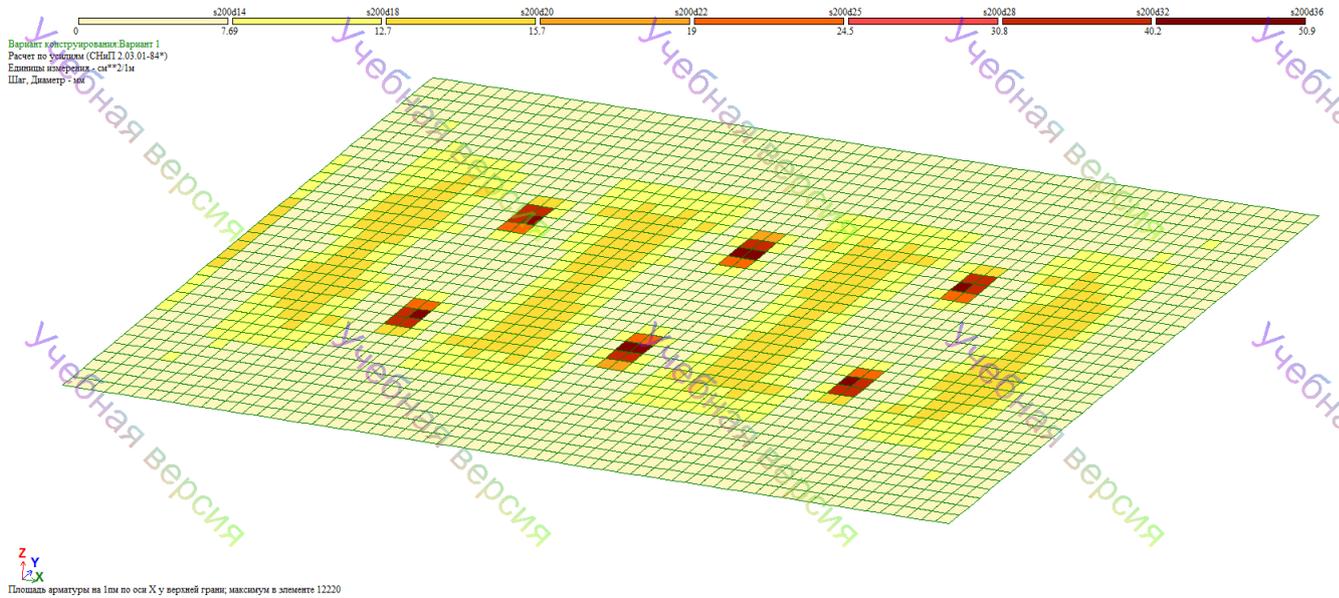
Используя определенную модель назначаем конечные элементы грунта вычисленные коэффициенты постели.

Зададим собственный вес и заданную нагрузку на перекрытия и покрытия, произведем статический расчет, получим осадку ленточного и отдельных фундаментов:



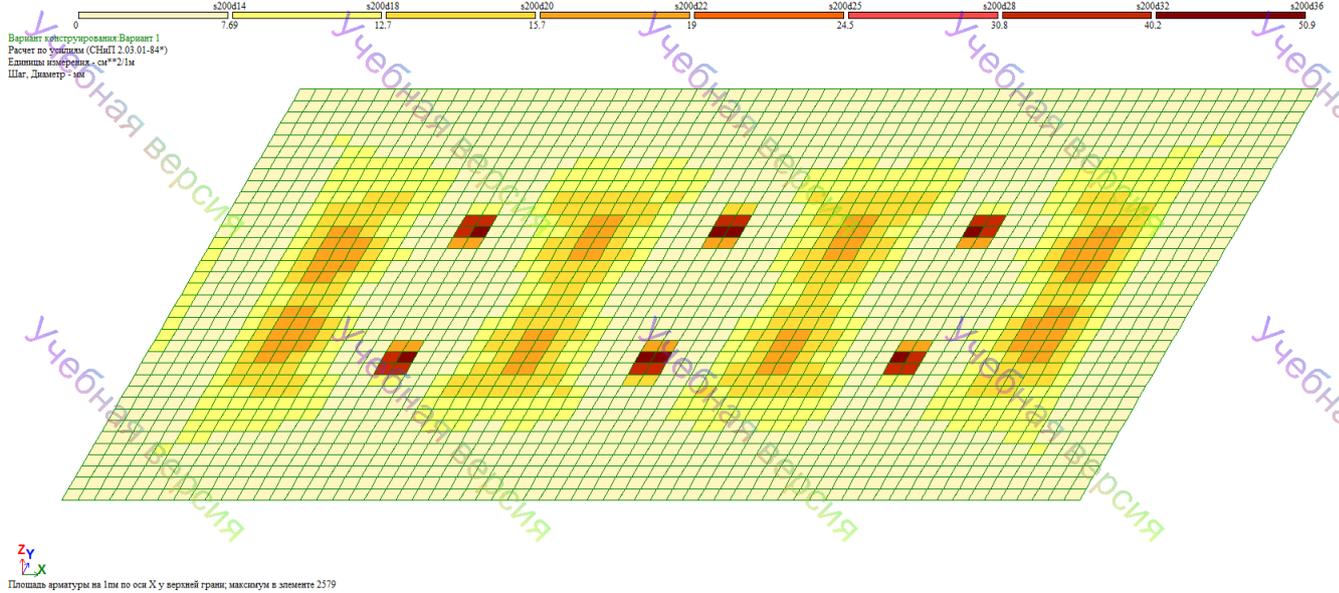
В LIR-APM определим требуемое армирование: плиты перекрытия и покрытия, а так же монолитных стен и отдельных фундаментов:

1. Плита покрытия

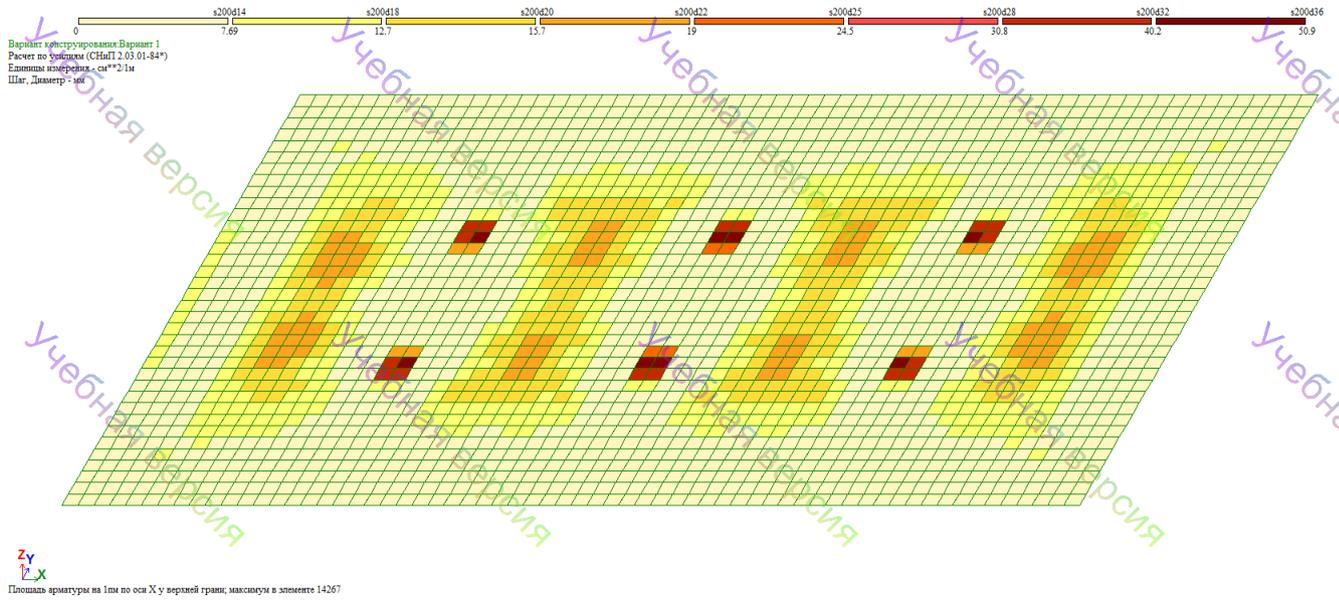


2. Плита перекрытия:

а) на первом этаже



б) на последнем этаже



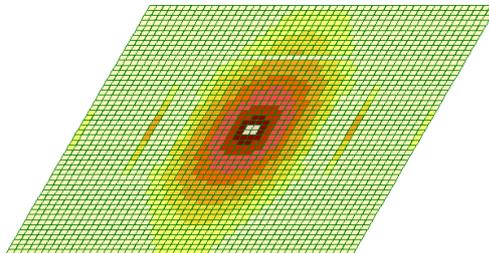
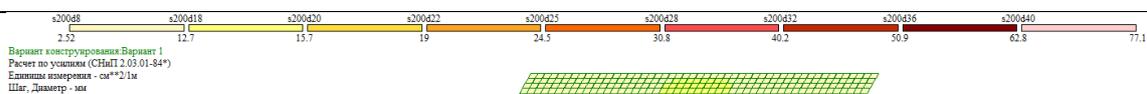
3. Монолитные стены:



4. Отдельный фундамент:

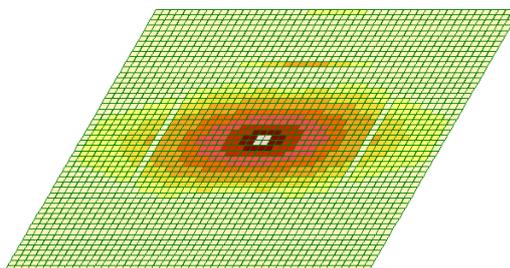
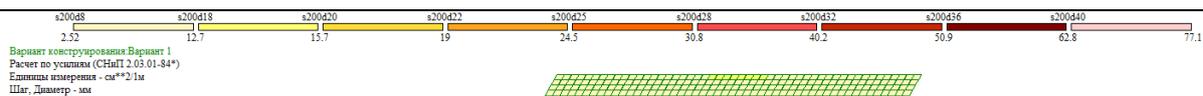
Верхняя арматура в пластинах

По оси X1



Площадь арматуры на 1м по оси X у верхней грани; максимум в элементе 23981

По оси Y1



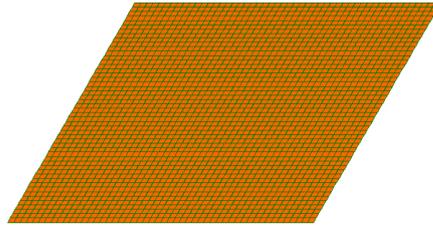
Площадь арматуры на 1м по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 20410

Нижняя арматура в пластинах

По оси X1

0
Вариант конструирования Вариант 1
Расчет по усадкам (СНиП 2.03.01-84*)
Единицы измерения - см**2/м
Шаг, Диаметр - мм

s200410
3.93

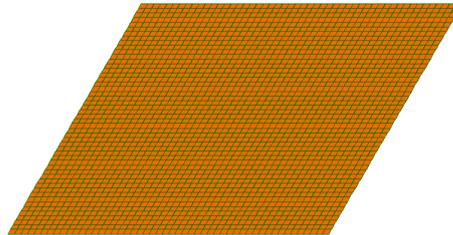


Площадь арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стелки - поперечные), максимум в элементе 19961

По оси Y1

0
Вариант конструирования Вариант 1
Расчет по усадкам (СНиП 2.03.01-84*)
Единицы измерения - см**2/м
Шаг, Диаметр - мм

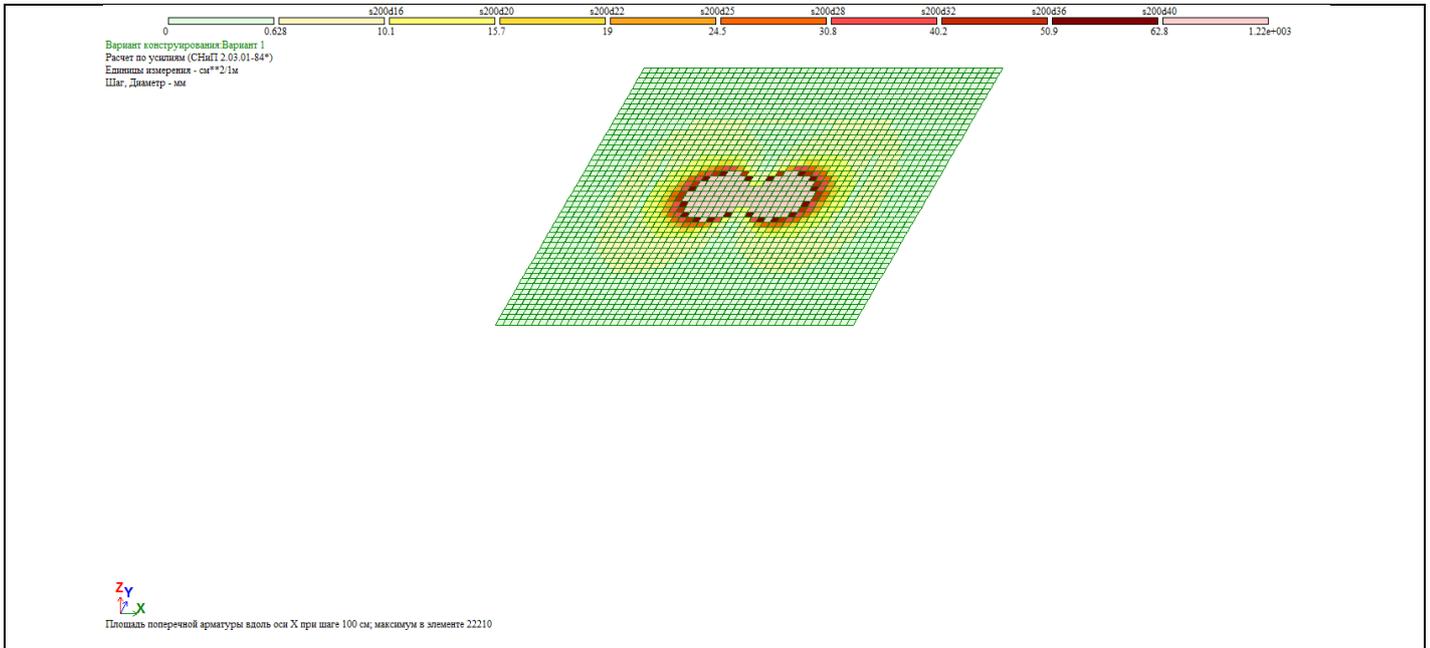
s200410
3.93



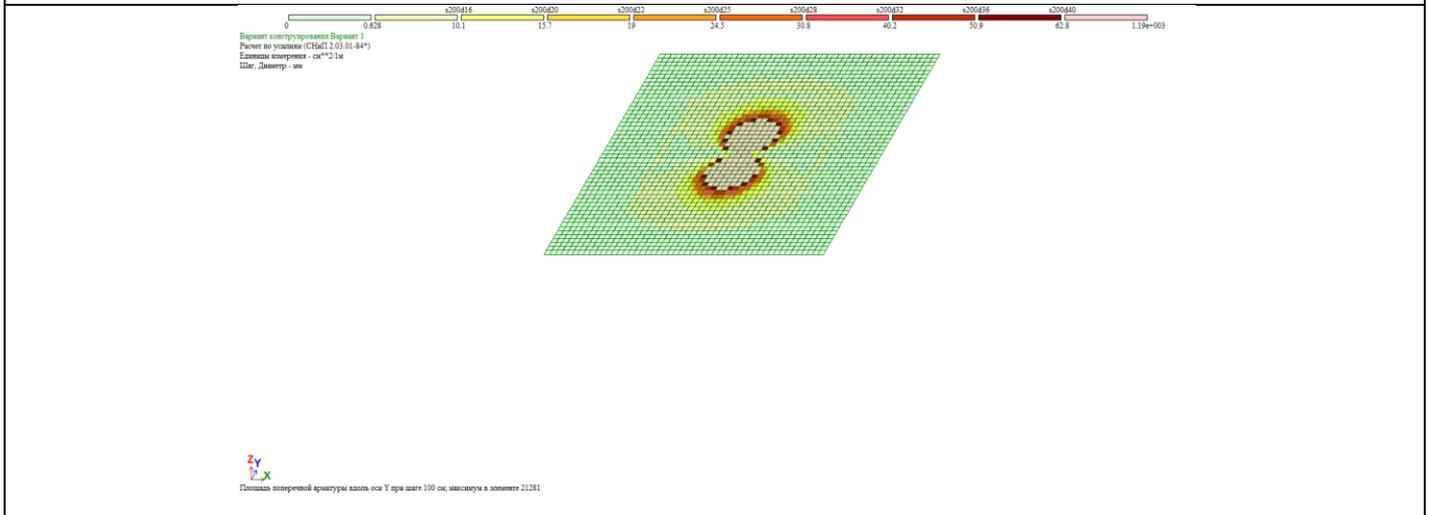
Площадь арматуры на 1м по оси X у нижней грани (балки-стелки - поперечные), максимум в элементе 19961

Поперечная арматура

Вдоль оси X1



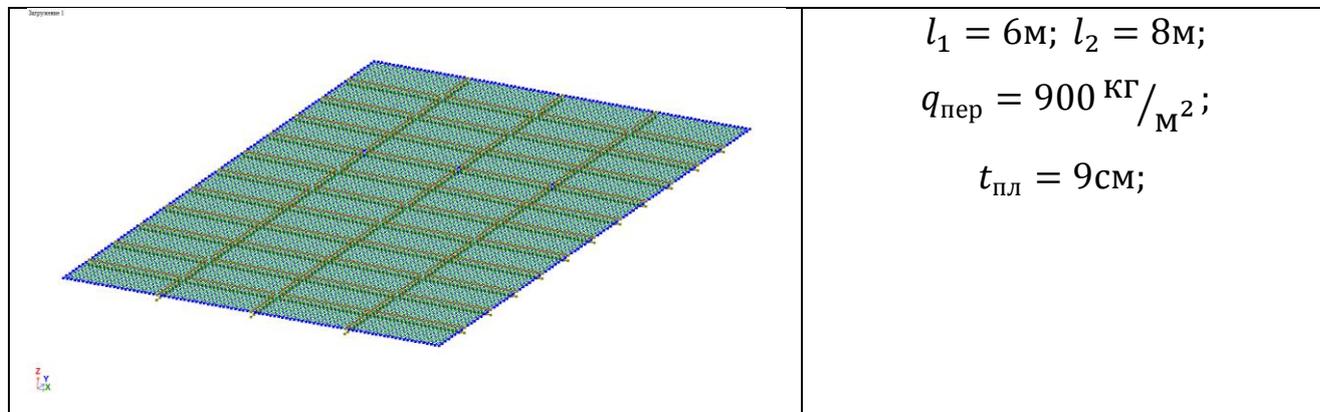
Вдоль оси У1



Опалубочные чертежи колонн и ленточного фундамента:

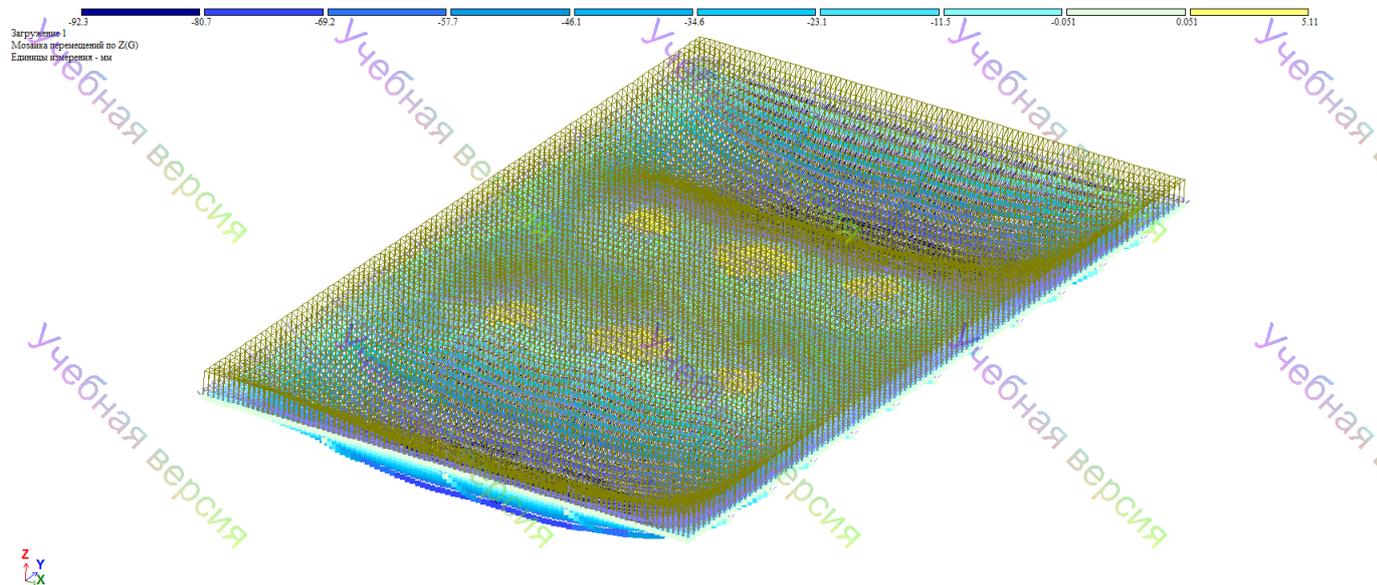
Задание №15:

На основе исходных данных создать расчетную модель монолитного ж/б ребристой плиты. По результату расчета получить мозаику требуемого армирования плиты, опалубочные чертежи главной и второстепенной балки.



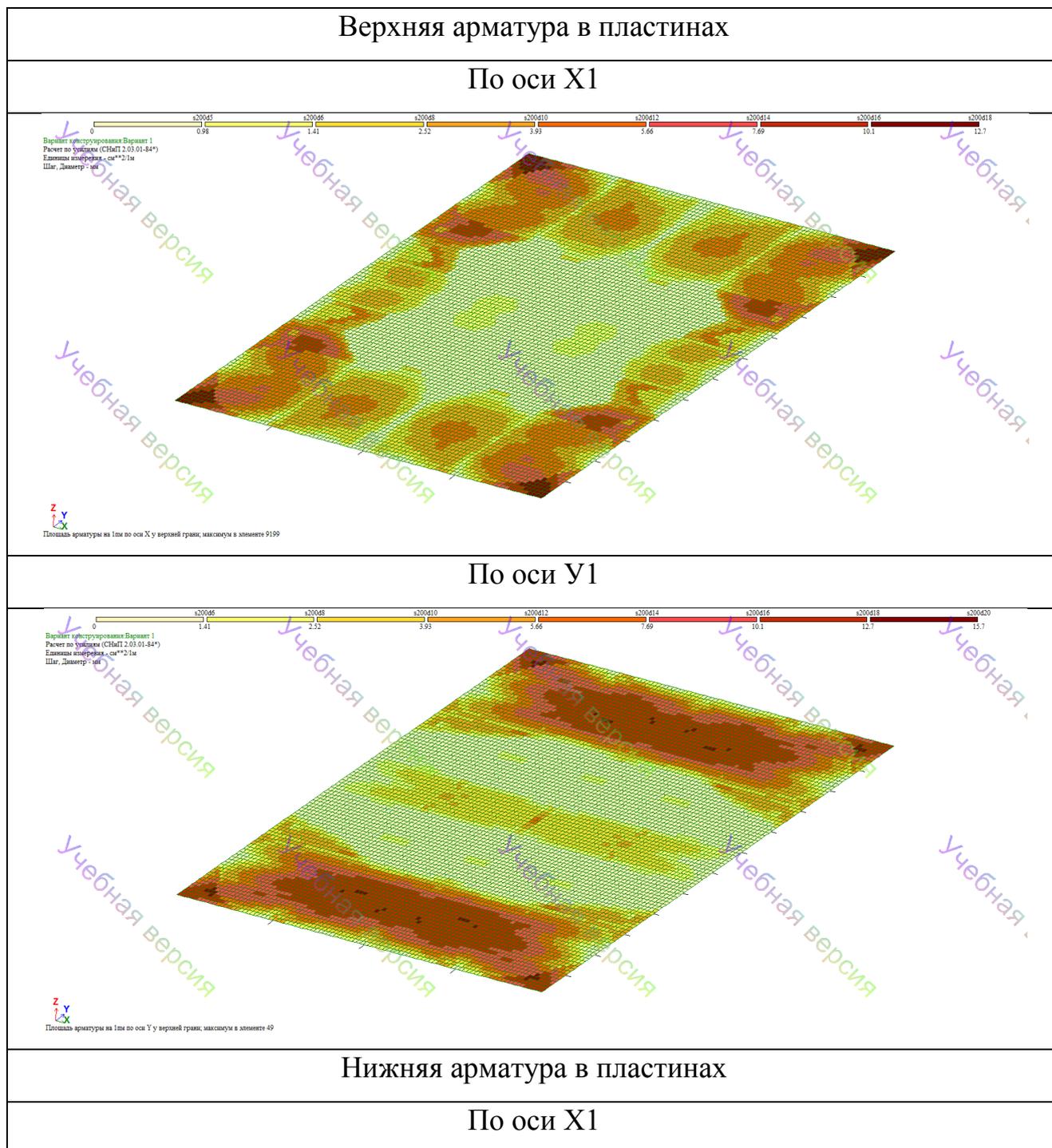
Плиту перекрытия моделируем конечными элементами оболочки, а балки-стержнями. Совместную работу балок и плиты моделировать объединением перемещений соответствующих узлов.

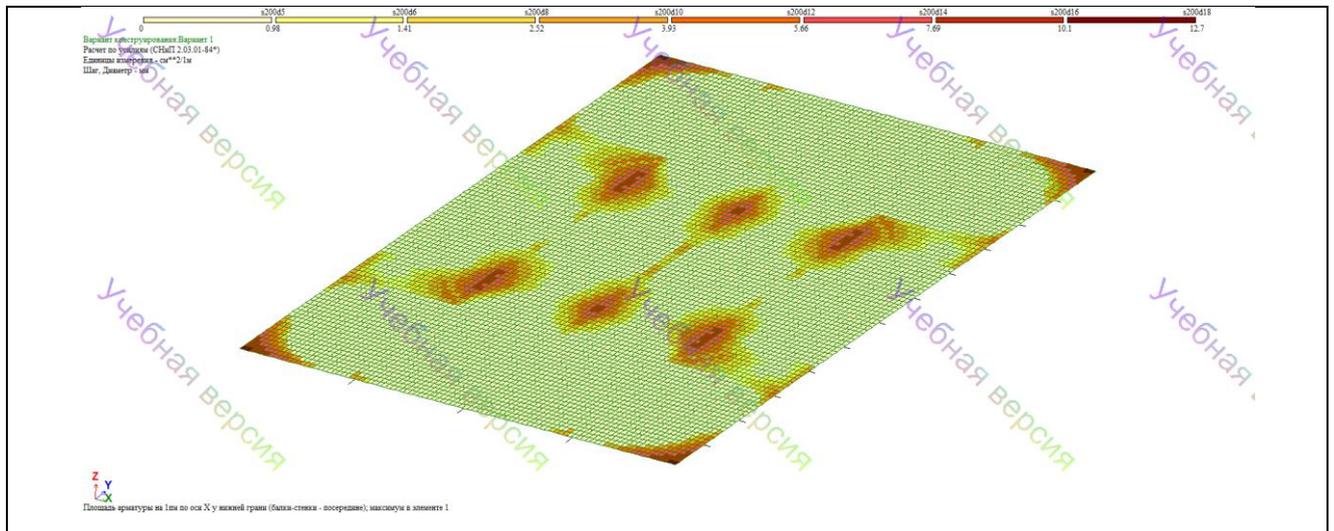
Задав жесткостные характеристики, собственный вес и нагрузку, произведем статический расчет, получим:



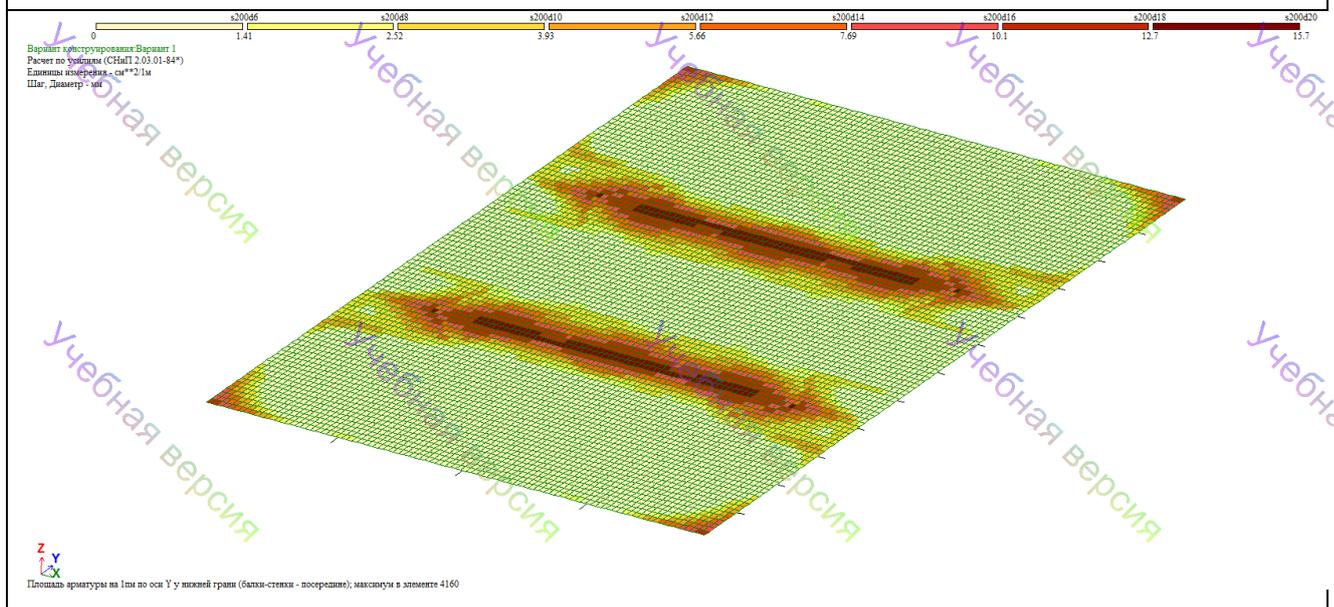
В LIR-APM определим требуемое армирование главных и второстепенных балок:

Мозаика армирования плиты:





По оси Y1

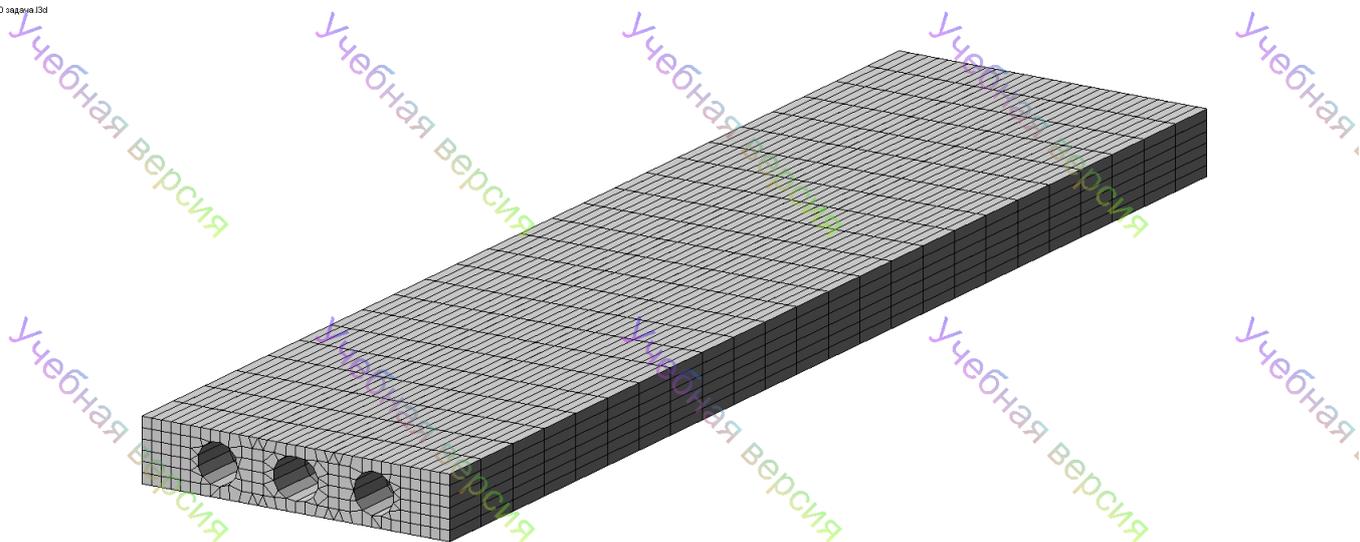


Опалубочные чертежи главной и второстепенной балки:

Задание №16:

Создать объемную расчетную модель ж/б предварительно напряженной плиты перекрытия.

10 задание13d



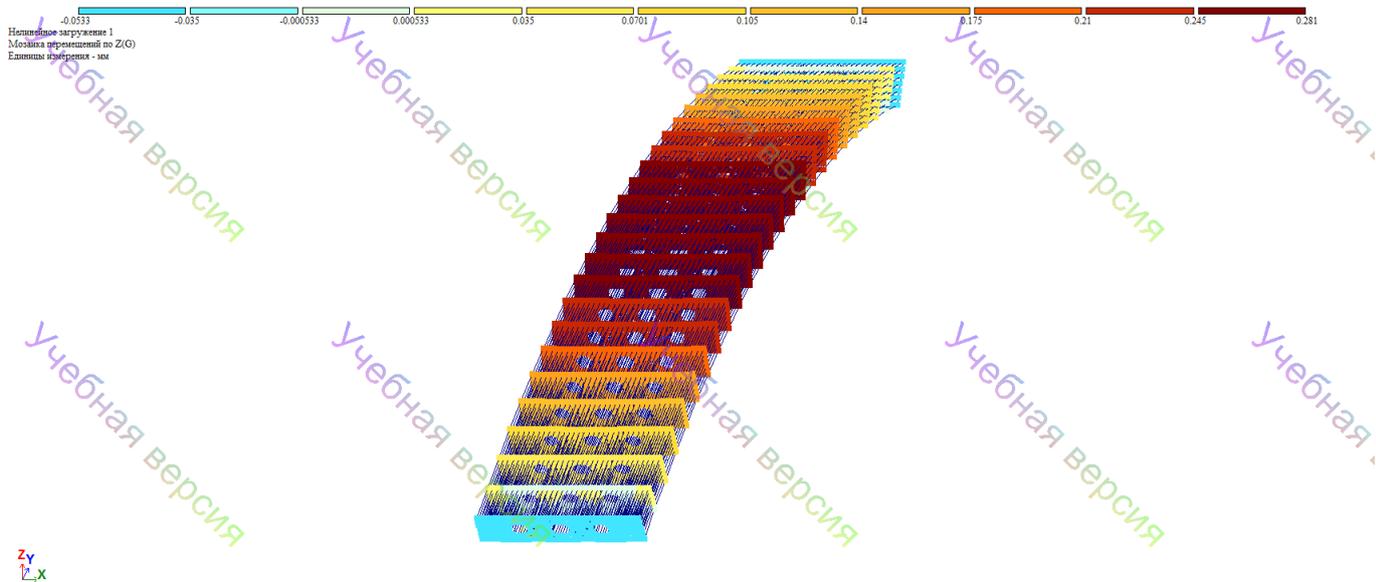
$$l = 6\text{м}; b = 1.5\text{м}; h_{\text{п}} = 30\text{см}; d = 20\text{см}; q = 1000 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}; d_{\text{арм}} = 15\text{мм}; n_{\text{арм}} = 4.$$

Для напрягаемой арматуры используем нелинейные конечные элементы типа фаркопф, а бетон моделировать физически нелинейными пространственными конечными элементами. На конечный элемент фаркопф задать начальные натяжения арматуры по величине 50% от расчетного сопротивления материала арматуры.

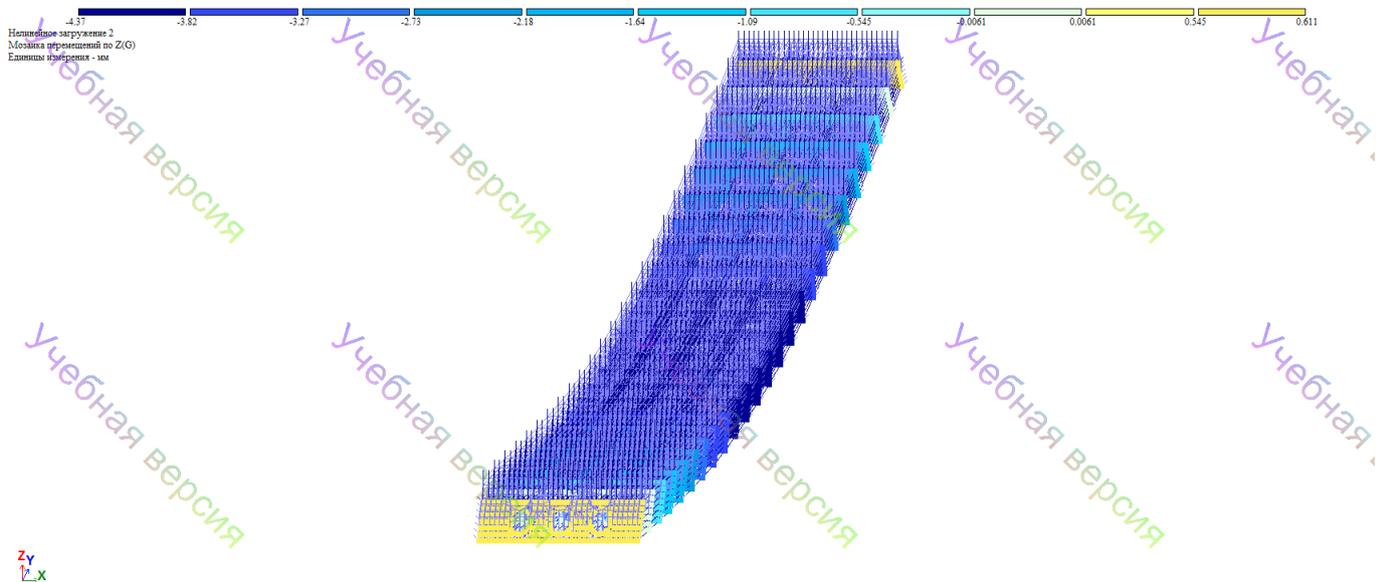
Результат по нелинейнымзагружениям:

Перемещения:

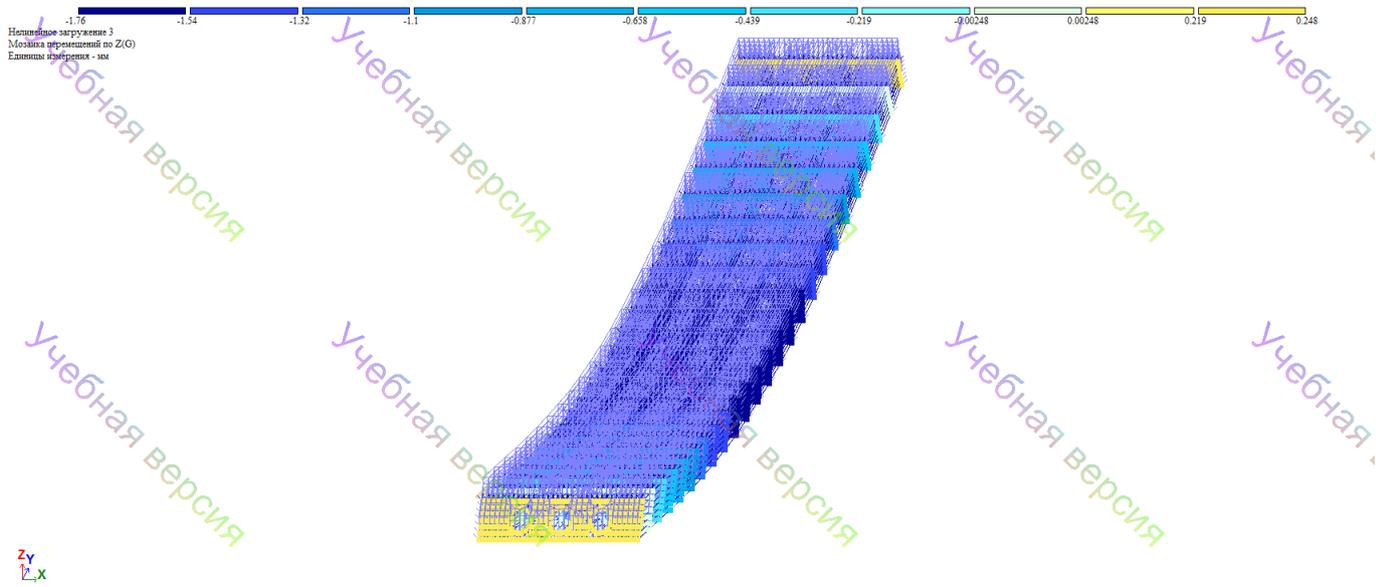
1. Загружение от силы натяжения арматуры:



2. Загружение от собственного веса и от заданной нагрузки:

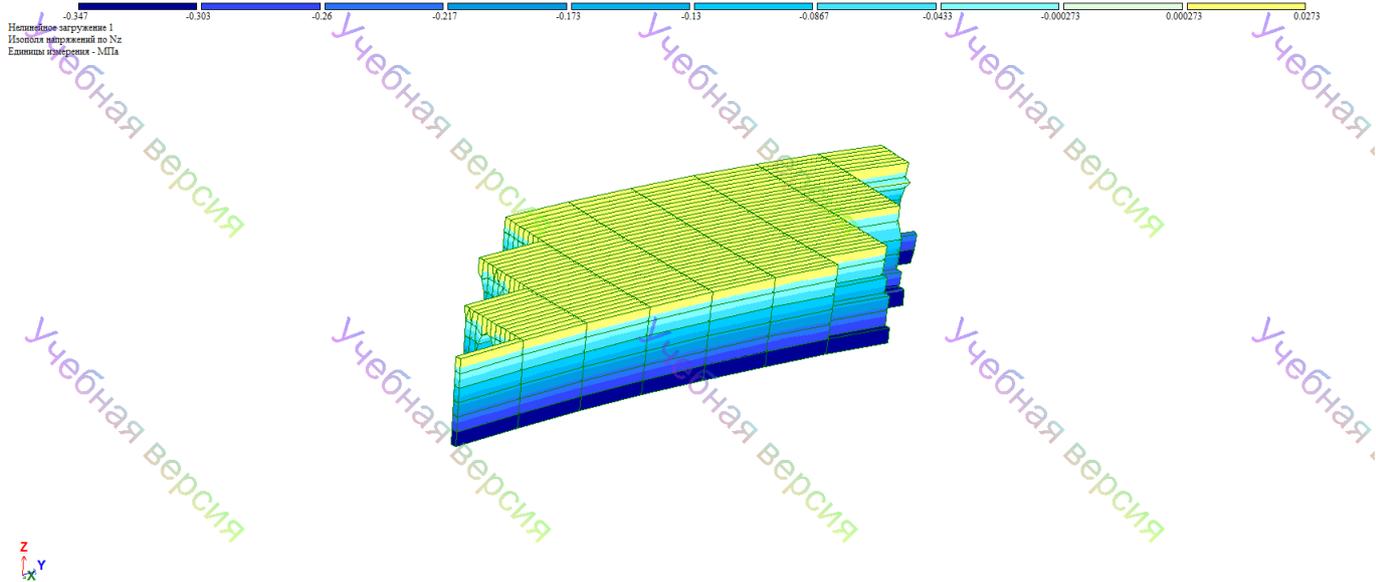


3. Загружение от собственного веса, заданной нагрузки и силы натяжения арматуры:



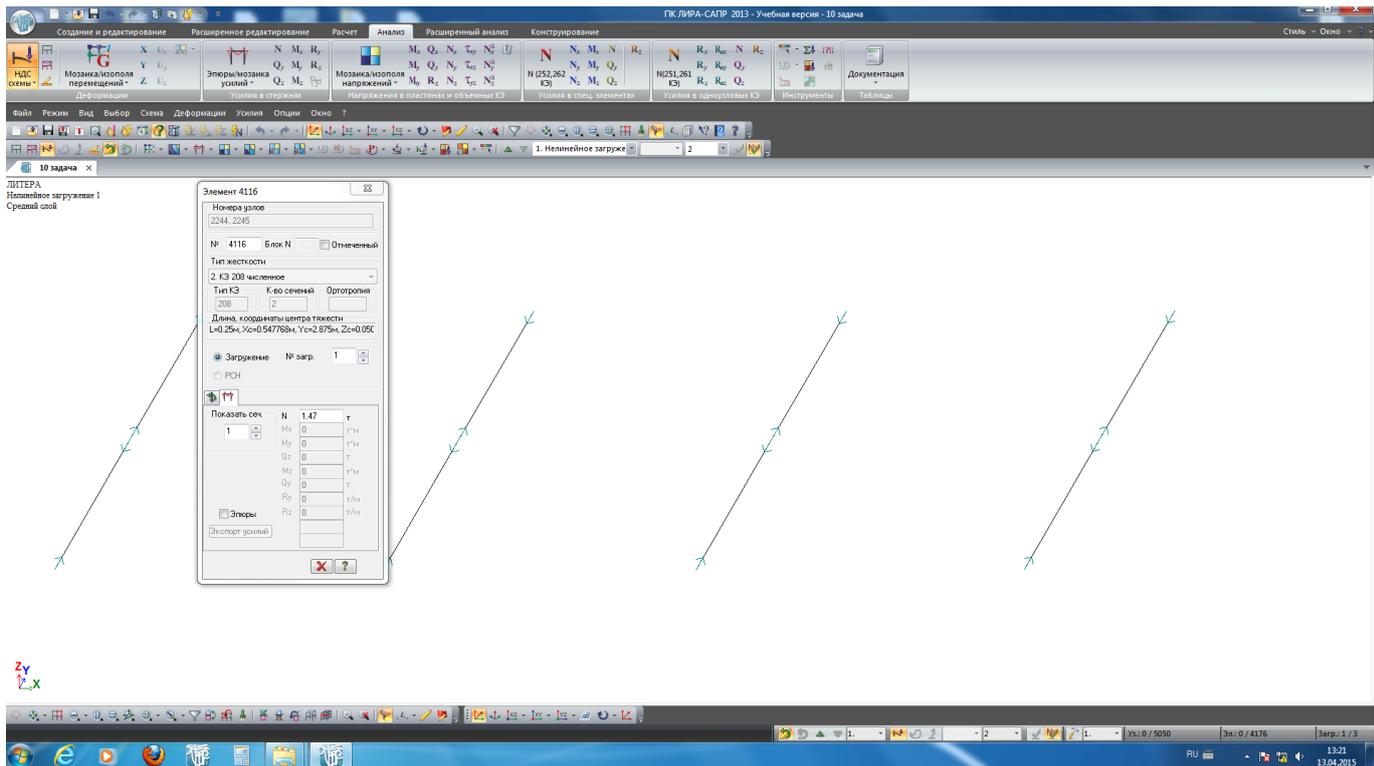
Напряжения:

1. Загружение от силы натяжения арматуры:

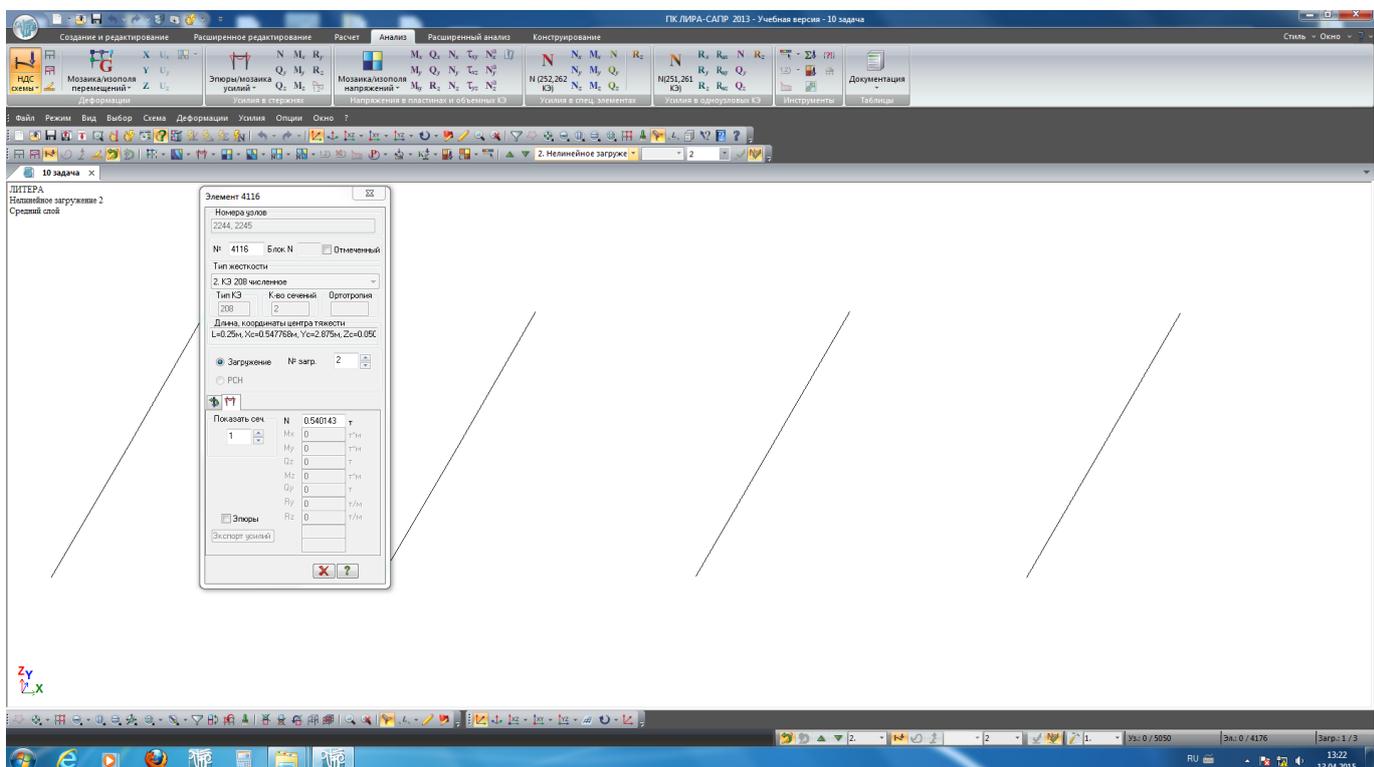


Напряжение в арматуре:

1. Загрузка от силы натяжения арматуры:



2. Загрузка от собственного веса и от заданной нагрузки:



3. Загрузка от собственного веса, заданной нагрузки и силы натяжения арматуры:

